

624(02)

Г. 461

Е. Е. ГИБШМАН

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ



1942

Издательство
Наркомхоза РСФСР

Б 390971

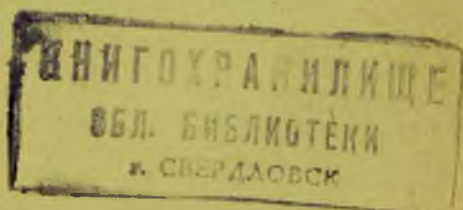
Проф. Е. Е. ГИБШМАН

624/02)
Г 461

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

9

*Утверждено
Всесоюзным комитетом
по делам высшей школы при СНК СССР
в качестве учебника
для автомобильно-дорожных вузов*



ИЗДАТЕЛЬСТВО НАРКОМХОЗА РСФСР
Москва 1942 Ленинград

624.201.1

ПРЕДИСЛОВИЕ

Война, навязанная нам фашистской Германией, резко усилила значение деревянных мостов, строительство которых развернулось в широких масштабах. Поэтому потребность в пособиях для проектирования и расчета деревянных мостов и изучения их конструкций в настоящее время ощущается особенно остро.

Предлагаемый курс „Деревянные мосты на автомобильных дорогах“ предназначен в качестве учебника для студентов дорожностроительной и мостостроительной специальностей автодорожных институтов, а также как пособие для организаций, проектирующих деревянные мосты.

Общее построение книги, последовательность изложения и содержание приводимого материала в основном соответствуют требованиям учебной программы автодорожных институтов.

Вместе с тем, книга содержит все основные материалы, необходимые для использования ее в качестве пособия при проектировании деревянных мостов как студентами, так и проектными организациями.

Настоящее издание по сравнению с предшествовавшим значительно переработано и дополнено.

Введена новая глава о реконструкции деревянных мостов на автомобильных дорогах. Обновлен и дополнен иллюстративный материал.

В качестве примеров конструкций мостов в книге приведены проекты и выполненные конструкции, запроектированные по современным и по ранее действовавшим техническим условиям и нормам.

При этом для иллюстрации подбирались наиболее характерные, интересные и ценные в методическом отношении примеры конструкций мостов, запроектированных и построенных в СССР. В необходимой мере в книге отражен также иностранный опыт строительства деревянных мостов.

Проф. *Е. Е. Гибшман*

Редактор Н. П. Ермолов

Тираж 3000 экз. Подписано к печати 24/III 1942 г. Л25274. Печ. л. 25,5+7 вклеек.
Печ. зн. в 1 п. л. 71248. Учетно-издат. л. 48,5.
Цена 15 руб. Переплет 1 руб.

1-я Образцовая тип. Огиза РСФСР треста „Полиграфкнига“. Москва, Валовая, 28.
Зак. № 3084.

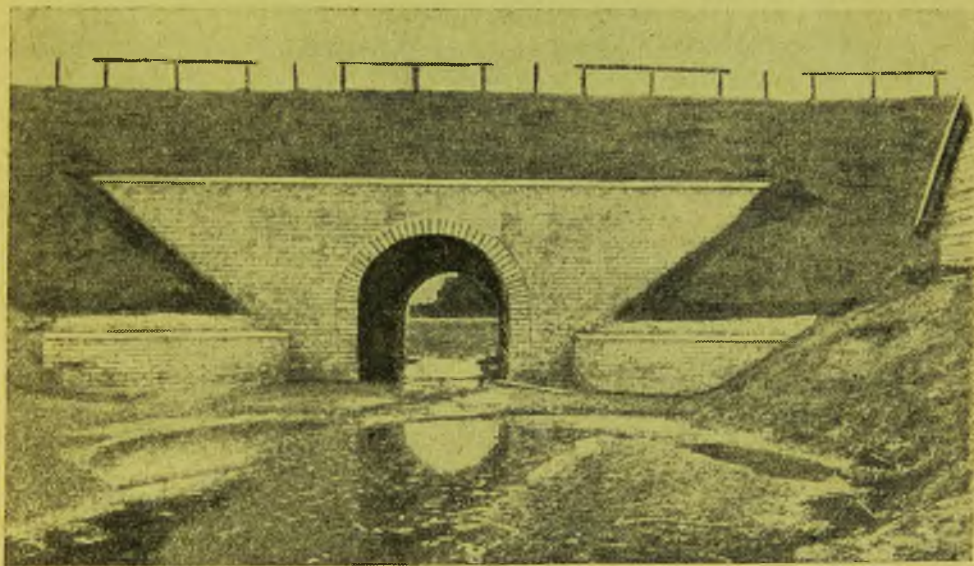
ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МОСТАХ

§ 1. Основные понятия

На трассе дороги встречаются различные препятствия в виде ручьев, рек, оврагов, суходолов. Для пропуска дороги через такие препятствия и сохранения непрерывности пути устраивают специальные искусственные сооружения — мосты или трубы.

Если препятствием служит гора, то для пропуска дороги может быть устроен тоннель.

Трубы представляют собой простейшие искусственные сооружения, устраиваемые в тех местах, где под полотном дороги необходимо пропустить незначительное количество воды. Отличительная особенность трубы — это непрерывность земляного полотна в месте постройки трубы (фиг. 1).



Фиг. 1. Общий вид трубы.

Мосты представляют собой искусственные сооружения, в которых насыпь дороги прерывается и езда производится по конструкции моста (фиг. 2 и 3).

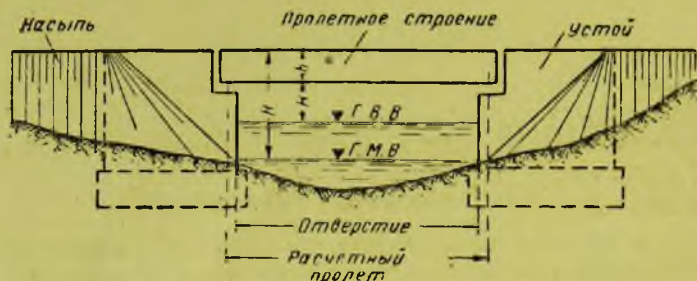
Мост состоит из пролетного строения, поддерживающего ездовое полотно, и опор, передающих опорные давления пролетных строений на грунт.

Если у моста только две опоры, то мост называют однопролетным (фиг. 2), при наличии же промежуточных опор — многопролетным (фиг. 3). Крайние опоры, расположенные в местах сопряжения моста с насыпью, называют устоями, промежуточные опоры — быками.

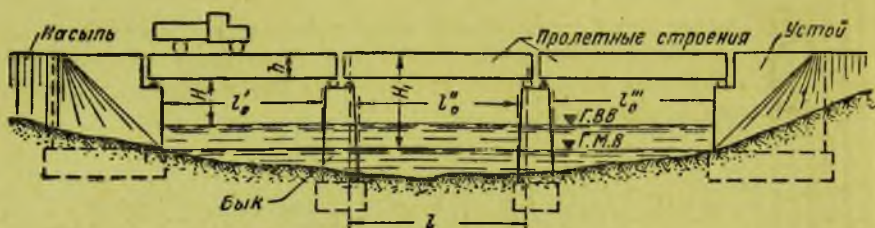
Расстояние между внутренними гранями устоев, измеренное по расчетному горизонту высоких вод, в однопролетном мосту называют отверстием моста в свету; в многопролетных мостах отверстием называется сумма расстояний в свету между отдельными опорами $\sum l_0$, измеренных по расчетному горизонту высоких вод.

Расстояние между центрами опорных точек пролетного строения называют расчетным пролетом (фиг. 2).

Расстояние от поверхности проезда на мосту до горизонта меженных вод (г. м. в.) реки или до поверхности нижележащей дороги (в путепроводах) называют высотой моста H_1 . Расстояние H от низа пролетного строения до горизонта высоких вод



Фиг. 2. Схема однопролетного моста.

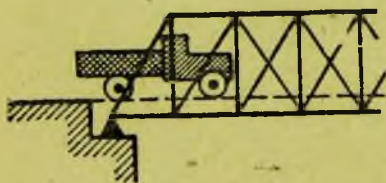


Фиг. 3. Схема многопролетного моста.

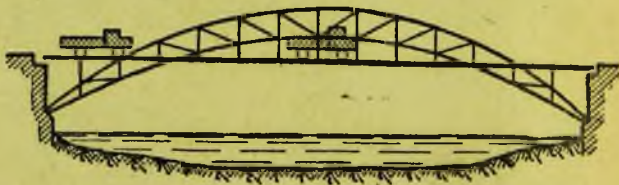
(г. в. в.) реки или расчетного судоходного горизонта называется свободной высотой под мостом и определяется безопасностью пропуска высокой воды или же требованиями судоходного габарита для данной реки.

Расстояние h от поверхности проезда на мосту до самых нижних частей пролетного строения называют строительной высотой моста.

Отверстие, величина пролетов (в свету и расчетного), высота моста, а также ширина проезда на мосту являются основными (генеральными) размерами моста.



Фиг. 4. Схема пролетного строения с ездой понизу.



Фиг. 5. Схема моста с пониженной ездой.

В зависимости от расположения уровня проезда на мосту различают:

а) мосты с ездой поверху, когда проезжая часть расположена по верху пролетных строений (фиг. 2 и 3);

б) мосты с ездой понизу, в которых проезжая часть расположена вдоль низа пролетных строений (фиг. 4).

Проезжая часть может быть расположена в пределах высоты пролетных строений (фиг. 5), в этом случае сооружение носит название моста с пониженной ездой.

По материалу пролетных строений мосты могут быть разделены на: 1) деревянные, 2) каменные и бетонные, 3) железобетонные, 4) металлические.

В зависимости от рода обращающейся по мосту нагрузки различают мосты: 1) под автомобильную дорогу, 2) под железную дорогу, 3) пешеходные, 4) для пропуска трубопроводов (акведуки) или каналов (мосты-каналы), 5) совмещенного назначения.

В зависимости от своего назначения и конструктивных особенностей мосты могут быть разделены на следующие основные типы:

- 1) мосты обычного типа (высокого уровня),
- 2) разводные мосты,
- 3) трансбордеры, или мостовые паромы,
- 4) наплавные мосты.



Фиг. 6. Мост обычного типа (высокого уровня).



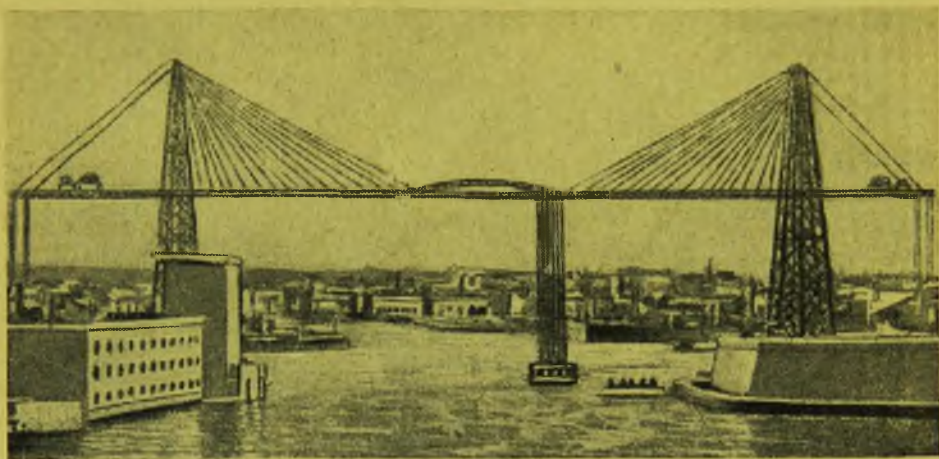
Фиг. 7. Разводной мост.

Кроме того, мосты могут быть разделены на:

- 1) собственно мосты,
- 2) путепроводы,
- 3) виадуки,
- 4) эстакады.

Мостами обычного типа, или мостами высокого уровня, называют мосты, возведенные на такой высоте над рекой, чтобы не препятствовать имеющемуся на

реке судоходству или сплаву (фиг. 3 и 6). В этих мостах величина H (фиг. 3) возвышения низа пролетных строений над горизонтом высоких вод или над расчетным судоходным горизонтом равна или больше величины судоходного габарита для данной реки. В случае отсутствия на реке судоходства или сплава леса величина H опреде-



Фиг. 8. Трансбордер.

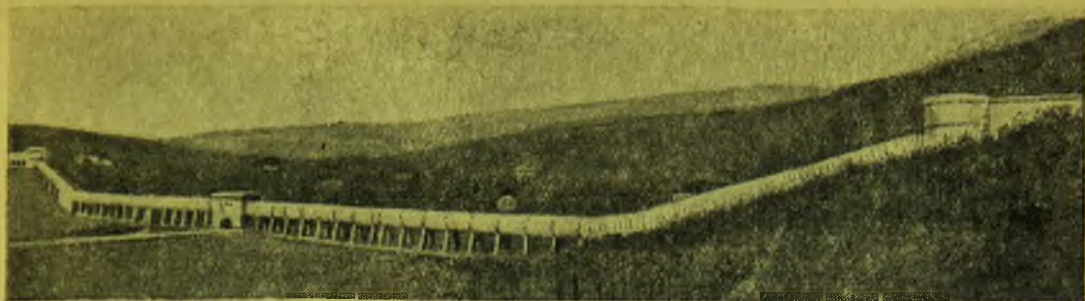
ляется безопасностью пропуска под мостом высоких вод (обычно $H \geq 0,25 — 0,50$ м).

Разводными мостами называют мосты пониженного типа, в которых низ пролетных строений опущен настолько близко к воде, что препятствует пропуску судоходства. При этом для пропуска судов приходится устраивать разводной пролет (фиг. 7). Обычно разводные мосты строят в случае наличия на реке судоходства и

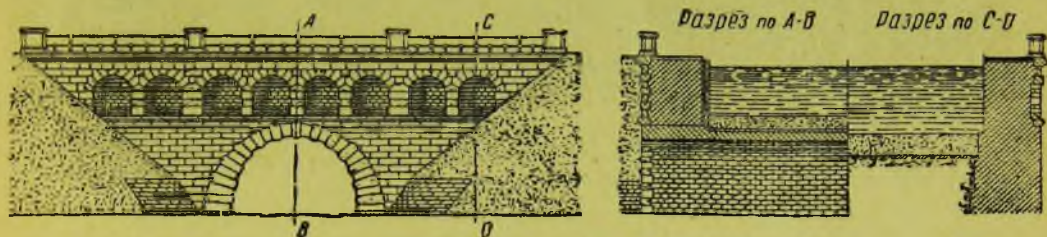


Фиг. 9. Наплавной мост.

невозможности поднятия отметок дороги на высоту, достаточную для пропуска судов под мостом. Недостаток разводных мостов заключается в неизбежности перерывов движения по мосту — при разведенном пролете и по реке — при закрытии разводного пролета.

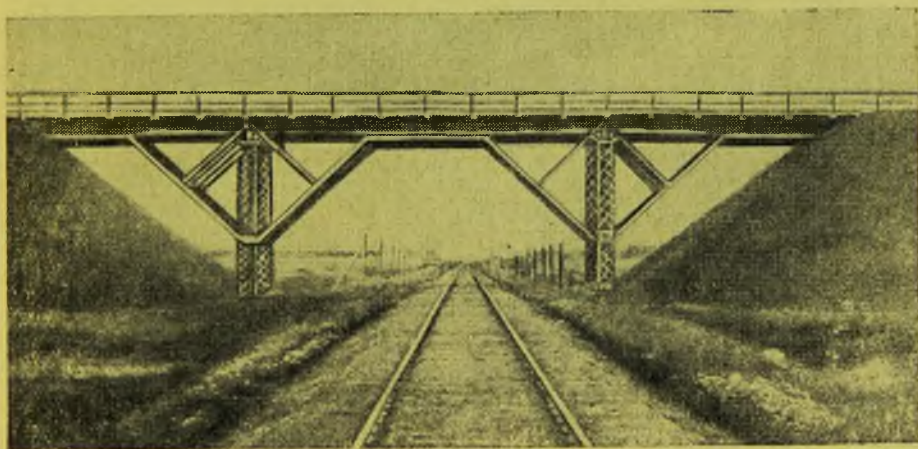


Фиг. 10. Железобетонный акведук.



Фиг. 11. Мост-канал.

Трансбордеры, или мостовые паромы, устраивают в случае необходимости пересечения широкого водного пространства дорогой со слабым движением. Трансбордер состоит из легкой конструкции, перекрывающей водное препятствие и поддерживающей движущуюся между берегами подвесную платформу, служащую для перевозки грузов (фиг. 8). Трансбордеры обычно строят из металла.



Фиг. 12. Путепровод над железнодорожным полотном.

Наплавные мосты (фиг. 9) представляют собой мосты на пловучих опорах из шлюзов, понтонов или барж. Наплавные мосты применяют при пересечении широких и многоводных рек в тех случаях, когда устройство моста на постоянных опорах не оправдывается предполагаемым грузооборотом по мосту.

Акведуки представляют собой сооружения, служащие для перевода трубопровода (водо- нефте- или газопровода) через какое-либо препятствие: реку, овраг, ложину (фиг. 10). Акведуки наиболее часто строят из железобетона, бетона или камня.



Фиг. 13. Металлический виадук.

Мосты-каналы (фиг. 11) устраивают при пересечении судоходным каналом реки или иного препятствия. В этом случае устраивается мост с наполненной водой корытообразной конструкцией, служащей для перевода канала. Мосты-каналы представляют собой тяжелые сооружения из камня или железобетона и реже — из металла.



Фиг. 14. Деревянная промышленная эстакада.

Путепроводами называют мосты, предназначенные для пропуска одной дороги над другой (пересечение в разных уровнях). К устройству путепроводов обычно приходится прибегать при взаимном пересечении двух автомагистралей, автомагистрали с дорогами низших классов, а также при пересечении железнодорожных путей дорогой с интенсивным автомобильным движением (фиг. 12).

Виадуки устраивают при пересечении дорогой глубоких лощин, оврагов или суходолов (фиг. 13). При большой глубине пересекаемого препятствия устройство высокой насыпи может потребовать настолько больших земляных работ, что целесообразнее окажется построить мостовое сооружение — виадук. Обычно применение виадука становится выгоднее насыпи при глубине пересекаемого препятствия более 25—30 м.

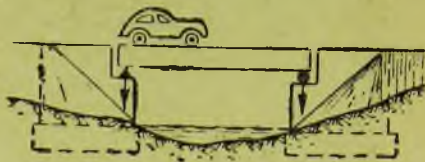
Эстакадой называют мостовую конструкцию, служащую для проведения дороги на некоторой высоте над поверхностью земли с тем, чтобы нижележащее пространство могло быть использовано для поперечного проезда, расположения каких-либо устройств, пропуска воды или для других целей (фиг. 14).

Основные системы мостов

Пролетные строения мостов, в зависимости от характера статической схемы и условий работы под нагрузкой, могут быть разделены на три основные системы:

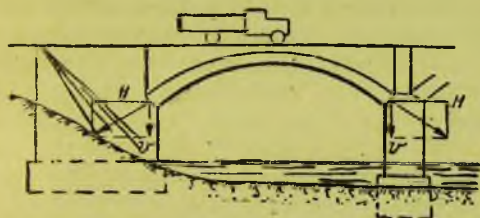
- 1) балочная,
- 2) арочная,
- 3) висячая.

В балочной системе (фиг. 15) пространство между опорами перекрывается балкой сплошного сечения или решетчатой фермой. Балочное пролетное строение при действии на него вертикальной нагрузки передает опорам вертикальные опорные давления.



Фиг. 15. Схема балочного моста.

В арочных мостах пространство между опорами перекрывается кривым бруском — аркой, упирающейся своими пятнами в опоры. Реакции, вызываемые вертикальной нагрузкой, действуют на опоры моста наклонно и могут быть разложены на вертикальные V и горизонтальные H составляющие (фиг. 16). Горизонтальные составляющие H опорных реакций арки называют распором. Арка под действием вертикальной нагрузки работает на сжатие и изгиб.



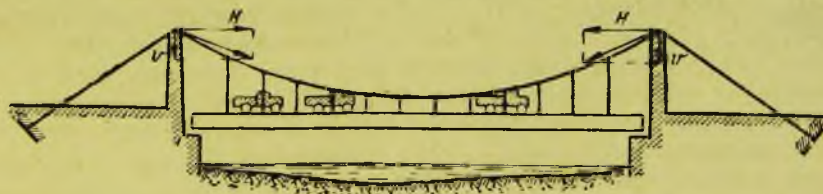
Фиг. 16. Схема арочного моста.



Фиг. 17. Схема подкосного моста.

Как частный случай распорного моста можно рассматривать подкосную систему, составленную из балки, подпертой подкосами (фиг. 17). Подкосные системы различных типов широко применяются в деревянных мостах.

В висячих мостах пространство между опорами перекрывается канатами (кабелем) или цепями, работающими на растяжение и передающими на опоры, кроме вертикального давления, также и горизонтальный распор, направленный внутрь моста (фиг. 18).

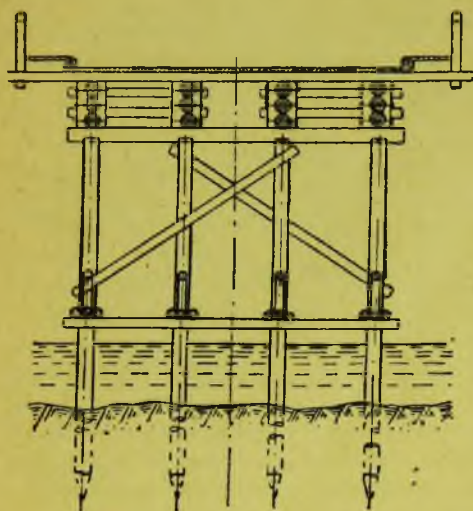


Фиг. 18. Схема висячего моста.

Основные элементы пролетных строений мостов

Конструкция, служащая для передачи давления от проходящих по мосту грузов главным несущим элементам пролетного строения, называется проезжей частью моста. Проезжая часть состоит из ездового полотна и поддерживающей его системы продольных и поперечных балок. По сторонам ездового полотна устраивают тротуары, предназначенные для пешеходов.

Основные несущие элементы пролетного строения, перекрывающие пролет и поддерживающие проезжую часть, называют главными фермами. Главные фермы могут быть балочной, подкосной, арочной, висячей или другой системы. Главные фермы располагаются вдоль моста и передают давление опорам.



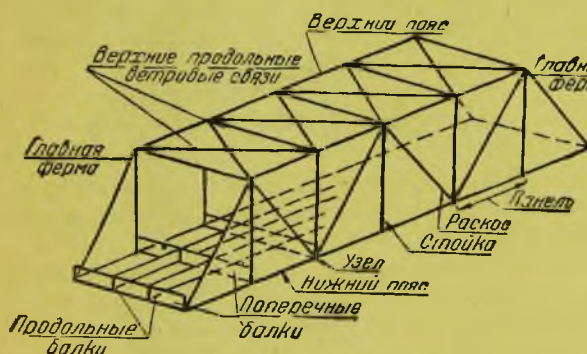
Фиг. 19. Поперечный разрез деревянного моста подкосной системы.

На фиг. 19 схематически представлен поперечный разрез конструкции деревянного моста подкосной системы с ездой поверху. Мост имеет четыре главные фермы, состоящие из прогонов, подкосов и затяжек. Главные фермы опираются на сваи. Ездовое полотно и тротуары поддерживаются поперечинами, опирающимися на прогоны подкосных главных ферм.

На фиг. 20 приведена схема пролетного строения с ездой понизу, имеющего две главные фермы балочной решетчатой системы.

Верхний и нижний элементы, проходящие по всей длине ферм, называют поясами (верхний и нижний пояса). Решетка ферм составляется из раскосов и стоек.

Кроме вертикальной нагрузки, на пролетное строение может действовать и горизонтальная ветровая нагрузка, а также горизонтальные толчки и усилия, вызванные прохождением по мосту временной нагрузки. Поэтому для поперечной устойчивости главные фермы пролетных строений соединяют связями, которые обычно принято называть ветровыми. Ветровые связи бывают горизонтальные, или продольные, и вертикальные, или поперечные. Продольные связи обычно располагают вдоль поясов главных ферм. Поперечные связи устраивают в вертикальных плоскостях между главными фермами пролетного строения.



Фиг. 20. Схема пролетного строения моста с ездой понизу.

§ 2. Основные требования, предъявляемые к мосту

Всякий мост, как ответственное дорожное сооружение, должен удовлетворять ряду требований производственно-эксплуатационного, расчетно-конструктивного, экономического и эстетического характера.

1. Производственно-эксплуатационные требования заключаются в том, что движение по

мосту должно быть удобным и безопасным. Для этого проезжая часть моста должна иметь достаточную ширину проезда для беспрепятственного обращения подвижной нагрузки без снижения скорости. Полотно проезжей части должно быть сделано из удобного для движения материала, дающего возможность быстрого и легкого ремонта. Должен быть предусмотрен хороший отвод дождевой воды с поверхности полотна.

Все сооружение должно иметь конструкцию, обеспечивающую необходимый срок службы и дающую возможность удобного осмотра и ремонта отдельных элементов.

Кроме того, необходимо, чтобы конструкция моста обеспечивала удобство осуществления производственных процессов и организации работ при постройке моста, давала бы возможность максимально механизировать работы и ускорить темпы, при обязательном соблюдении высокого качества выполнения всех видов работ.

2. Технические, или расчетно-конструктивные, требования сводятся к необходимости соблюдения условий прочности, устойчивости и жесткости всего сооружения в целом и отдельных его элементов.

Прочность сооружения определяется условием, чтобы напряжения во всех его элементах и соединениях не превосходили определенных допускаемых величин.

Проверка прочности сооружения заключается в определении усилий в его элементах от действия наиболее опасных нагрузок и в дальнейшем подсчете наибольших напряжений в различных частях конструкции.

Методы, применяемые для расчета мостов, имеют различную степень точности в зависимости от схемы рассчитываемой системы и принимаемых при расчете исходных предположений. Наиболее совершенны те методы расчета, которые дают результаты, наиболее близкие к действительным условиям работы сооружения.

Устойчивость сооружения называют способность его сохранять первоначальную форму и положение при действии различных внешних нагрузок. Пролетное строение в целом должно быть устойчиво против опрокидывания при действии ветра; сжатые элементы должны быть устойчивыми на продольный изгиб и т. д. Устойчивость пролетных строений и опор моста в целом, а также отдельных элементов, проверяется обычными методами строительной механики. Запасы устойчивости и конструктивные требования, предъявляемые при расчетах на устойчивость, определяются рядом норм и условий, выработанных на основании опыта мостостроения.

Жесткость сооружения определяется условием, чтобы деформации его под действием нагрузок не превосходили известных величин. Значительные деформации (недостаточная жесткость) могут вызвать расстройство соединений в конструкции и увеличение усилий под нагрузкой. Так, например, если мост и отдельные его элементы недостаточно жестки, то при проходе по мосту подвижной нагрузки могут возникнуть значительные вибрации, ослабляющие и расстраивающие соединения элементов. Большие прогибы пролетного строения могут привести к вредным для конструкции провесам.

3. Экономические требования заключаются в необходимости выбора такого решения, при котором затрата средств и материалов (особенно дефицитных) для постройки моста была бы минимальной и были бы всемерно уменьшены трудоемкие работы.

Практически, ввиду трудности учета всего комплекса экономических требований, часто пользуются строительной стоимостью, как экономической характеристикой моста. Однако, оценка экономических качеств сооружений по одной только строительной стоимости — недостаточна. Необходимо также учесть эксплуатационных условий, расходов на содержание, ремонт, реконструкцию сооружения.

Только рассматривая общий комплекс требований, предъявляемых к данному мосту, исходя из реальных условий его постройки и эксплуатации, учитывая имеющиеся на месте ресурсы и возможности, а также общие народнохозяйственные условия, можно произвести правильную оценку сооружения и выбрать экономически наиболее обоснованный вариант.

Задача эта довольно сложна и трудно поддается теоретическому разрешению.

4. Эстетические требования заключаются в придании красивого внешнего вида мосту.

Наибольшие эстетические требования предъявляют к мостам, расположенным в городах или вблизи населенных центров.

ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВ

§ 3. Общие сведения

Каждый выстроенный мост можно рассматривать, как результат комплекса работ проектно-теоретического и производственного характера.

Первым этапом этих работ является производство изысканий мостового перехода.

Задача изысканий заключается в выявлении наиболее подходящего места пересечения реки с точки зрения удобства сооружения самого моста и подходов к нему. Кроме того, в задачу изысканий мостового перехода входит также детальное выяснение и обследование ряда местных условий в предполагаемом пункте устройства моста: геологических данных, отметок характерных уровней водотока, скоростей течения и направления струй, характера ледохода и др. Эти данные служат основой для проектирования и постройки моста.

Искусственные сооружения по своей стоимости и трудоемкости являются наиболее дорогими элементами автомобильных дорог. Поэтому при назначении искусственных сооружений на трассе дороги, определении величины их отверстий и выборе типа конструкции необходимо стремиться: к уменьшению числа искусственных сооружений путем рационального проектирования трассы, устройства продольного водоотвода, сведения нескольких малых водотоков в одно искусственное сооружение и др. Место перехода больших мостов необходимо выбирать на основе сравнения различных вариантов.

Изыскания мостового перехода производят обычно одновременно с изысканиями самой дороги, в тесной взаимной увязке.

Второй этап работ — составление проекта моста. Составление проекта (проектирование) моста является весьма ответственной частью работы, так как в процессе проектирования выбирают, определяют и фиксируют будущий вид сооружения. Таким образом, именно при проектировании приходится разрешать ряд вопросов технико-экономического, производственно-эксплуатационного и эстетического характера, определяющих выбор типа, системы, конструкции и всех индивидуальных особенностей проектируемого моста.

Проектирование, в свою очередь, подразделяется на отдельные последовательные этапы.

Первый, весьма ответственный этап проектных работ — разработка проектного задания моста — заключается в назначении наиболее целесообразной схемы мостового сооружения. При этом на основе технико-экономических соображений производят разбивку отверстия моста на пролеты, выбирают систему пролетных строений и тип опор, назначают основные размеры сооружения и схематически намечают предполагаемую конструкцию основных его частей. Этот этап проектирования обычно выполняется путем разработки нескольких вариантов сооружения, их сравнения и выбора наиболее рационального решения.

От правильности выбора основной схемы моста зависит стоимость сооружения моста и его работа в процессе эксплуатации.

Так, например, неудачно выбранное расположение опор моста может вызвать затруднения при пропуске высоких вод и ледохода или привести к подмывам опор, что потребует в дальнейшем ежегодных увеличенных расходов на содержание и ремонт. Нерационально выбранная система моста потребует излишних затрат материала и расходов на сооружение; при этом исправление дефектов схемы последующим конструированием редко приводит к положительным результатам.

Чтобы правильно подойти к разработке вариантов сооружения, дать полноценный критический анализ сравниваемых проектов и наиболее обоснованно произвести выбор

варианта, необходимо хорошо знать различные системы мостов, особенности их конструкции и технико-экономические преимущества и недостатки.

При сравнении вариантов следует учитывать как технические, так и экономические характеристики каждого из сравниваемых проектов. Практически при экономическом сравнении наиболее часто пользуются сопоставлением строительных стоимостей вариантов.

Второй этап проектирования заключается в более детальной разработке выбранного варианта моста, в процессе которой определяют основные размеры всех элементов моста, производят расчет всего сооружения в целом, разрабатывают главнейшие детали и конструктивные особенности выбранного варианта, с производством необходимых расчетов, а также выбирают способ производства работ по постройке моста и подсчитывают стоимость всего сооружения.

В результате получается технический проект моста, дающий ясное представление о конструкции выбранного варианта, методе производства работ по его постройке и позволяющий установить с достаточной точностью количество материалов, потребных для сооружения моста, и его стоимость.

Проектирование заканчивается составлением рабочих чертежей сооружения. Для этого необходимо детальное проектирование всего сооружения с подробной разработкой конструкции, расчетной проверкой прочности, устойчивости и жесткости всех его элементов и деталей. Рабочий проект должен быть составлен с нужной для производственных целей степенью детализации и содержать подробный проект организации производства работ, проекты кружал, подмостей, кранов и другого механического оборудования, необходимые спецификации, сметы.

Иногда технический проект объединяют с рабочим. Это бывает в тех случаях, когда имеется возможность непосредственно после выбора варианта перейти к детальной разработке проекта для быстрой передачи его на производство.

§ 4. Определение генеральных размеров моста

Основными, или генеральными, размерами моста, обуславливающими характерные особенности проекта, являются:

- 1) отверстие моста и величины отдельных пролетов;
- 2) ширина проезда на мосту;
- 3) возвышение полотна дороги над меженным горизонтом воды (для мостов), дном лога (для виадуков) или поверхностью ниже лежащей дороги (для путепроводов);
- 4) подмостовой габарит, т. е. необходимое для судоходства расстояние от низа пролетных строений до судоходного горизонта реки и расстояние (в свету) между опорами моста.

Перечисленные основные размеры мостовых сооружений, так же как тип и система сооружения, материал, из которого оно может быть осуществлено, и все основные особенности схемы моста зависят от следующих факторов:

- 1) величины и характера расчетной нагрузки;
- 2) габарита проезда на мосту;
- 3) местных условий перехода, к которым относятся: режим водного потока, протекающего под мостом, условия судоходства на реке, грунтовые условия (геологический разрез), профиль перехода и данные о горизонтах меженных и высоких вод и ледохода;
- 4) общей характеристики местоположения моста, наличия местных материалов, рабочей силы, наличия механизмов прочего оборудования, календарных сроков постройки.

а) Величина отверстия моста

Величину отверстия определяют в зависимости от характера перекрываемого мостом препятствия.

В случае перекрытия сооружением водотока величину отверстия определяют на основании данных изысканий, путем гидравлического расчета, из условий безопасного пропуска под мостом высоких вод.

Тем же расчетом определяют возможную глубину размыва дна, необходимые срезки грунта, необходимость укрепления русла, потребные струенаправляющие устройства¹.

Величины отдельных пролетов моста могут определяться как судоходными требованиями или условиями беспрепятственного пропуска ледохода под мостом, так и экономическими соображениями.

На судоходных или сплавных реках наименьшие величины пролетов в свету и необходимую высоту моста устанавливают в соответствии с требованиями судоходства.

Если проектируемое сооружение предназначено для пропуска дороги над железной дорогой, каналом, автомагистралью, улицей, скотопрогонной дорогой, то величина отверстия определяется соответствующим габаритом. Так, например, отверстие путепровода через железную дорогу определяется габаритом железнодорожного подвижного состава, отверстие путепровода через улицу или канал — шириной улицы или канала.

б) Возвышение полотна дороги

Возвышение полотна дороги над горизонтом воды или дном лога устанавливается при проектировании продольного профиля дороги. Обычно отметка ездового полотна на мосту определяется судоходными условиями или минимальным возвышением низа пролетных строений над расчетным горизонтом высоких вод (см. ниже) и высотой пролетных строений. В гористых и холмистых местностях уровень ездового полотна на мосту может определяться отметками подходов к мосту, устанавливаемыми при проектировании продольного профиля дороги.

Отметка ездового полотна на мосту определяет высоту моста, от которой зависят тип и конструкция опор, а также выбор типа и системы пролетных строений.

в) Судоходные требования и подмостовые габариты

При назначении величины пролетов моста на судоходных реках необходимо учитывать требования безопасности и удобства судоходства.

В мостах через многоводные реки мостовой переход обычно делится на две характерные части — судоходную (или сплавную) и несудоходную. Судоходная (сплавная) часть включает те пролеты



Фиг. 21. Вписывание судоходного габарита под мостом.

моста, которые устроены над участком живого сечения реки, по которому осуществляется судоходство или сплав. Остальная часть носит название несудоходной. Обычно пролеты, которые служат для судоходства (сплава), располагают над фарватером реки и по возможности

так, чтобы опоры моста не стесняли движения судов по водотоку. Количество, величина и возвышение судоходных пролетов регламентируются требованиями судоходства, выраженными в виде специально разработанных подмостовых габаритов². В зависимости от условий судоходства или сплава и от многоводности самой реки все водотоки разделены на ряд категорий с присущими каждой из них определенными подмостовыми габаритами. Данные об этих габаритах для рек различной категории приведены в табл. 1.

В зависимости от категории реки в табл. 1 имеются следующие данные для разработки мостовых сооружений в судоходной части:

- 1) количество судоходных пролетов,
- 2) длина пролетов в свету,
- 3) возвышение низа ферм над расчетным судоходным горизонтом³ по середине пролета, на определенном для каждой категории протяжении, и у опор.

¹ Вопросы расчета отверстий мостов излагаются в руководствах по изысканиям мостовых переходов.

² „Подмостовые габариты на судоходных и сплавных реках и правила расположения мостов в плане“ (ОСТ ВКС 6432).

³ Расчетный судоходный горизонт представляет собой наивысший горизонт реки в судоходный период и обычно несколько ниже отметки горизонта высоких вод. Отметку расчетного горизонта определяют, пользуясь указаниями ОСТ ВКС 6432, на основании водомерных наблюдений в районе расположения проектируемого моста.

Таблица 1

Подмостовые габариты для постоянных и временных мостов на судоходных и сплавных реках

Разряды рек	Род судоходства	Категория	Длина пролета в свету, м				Протяжение повышенной части пролета, м				Высота отверстия над расчетным горизонтом, м				Минимальная глубина при самом низком судоходном горизонте
			при одном пролете		при двух пролетах		при одном пролете		при двух пролетах		по середине пролета		у опор		
			пост.	врем.	пост.	врем.	пост.	врем.	пост.	врем.	пост.	врем.	пост.	врем.	
Сверхмагистраль	Морские и речные трехэтажные пароходы и теплоходы до 1800 эфф. л. с.	Вне	По особому согласованию с Наркомречфлотом												—
	Трехэтажные до 1200 эфф. л. с. и двухэтажные до 600 эфф. л. с.	I	150	—	120 100	—	100—75	—	80—60 65—50	—	13	—	4	—	2,50
	Двухэтажные от 300 до 600 эфф. л. с.	II	120	—	100 80	50	80—60	—	65—50 50—40	25	10	9,5	3,5	3,5	1,50
	Двухэтажные и одноэтажные от 120 до 300 эфф. л. с.	III	80	50	50	30	40	25	25	15	9,5	6,5	2,5	1,5	1,00
Реки местного сообщения	Мелкосидящие суда и катеры до 140 эфф. л. с. и сплавные суда	IV	50	30	30	20	25	15	15	10	5	4	1,5	1,0	0,75
	Сплав плотов	V	20	16	20	16	10	8	10	8	4	3	1,0	1,0	0,75
Сплавные	Сплав россыпью	VI	16—9	9—6	16—9	9—6	8—4 1/2	4 1/2—6	8—4 1/2	4 1/2—6	1,5	1,5	1,0	1,0—1,5	—

Примечания: 1. На реках I и II категорий с устойчивым уровнем протяжение повышенной части габарита принимается в $\frac{2}{3}$ ширины отверстия понизу, т. е. на расчетном уровне, а при уровне с колебаниями более 4,0 м — в $\frac{1}{2}$ ширины.

2. На реках III, IV, V и VI категорий протяжение повышенной части допускается в $\frac{1}{2}$ ширины от рстия, кроме отверстий шириной в 6 м, которые не могут иметь повышенных частей.

3. Ширина габаритов постоянных мостов на реках I и II категорий при двух судоходных пролетах в 120 и 100 м может быть с согласия Наркомречфлота уменьшена до 100 и 80 м с соответствующим уменьшением протяжения повышенных частей.

Таким образом, подмостовой габарит представляет трапецию, в пределы которой не должна входить возвышающаяся над ней мостовая конструкция (фиг. 21).

Из табл. 1 видно, что величина и количество пролетов моста на реках одной и той же категории различно для постоянных и временных мостов.

Т а б л и ц а 2

Величина отверстий разводных пролетов
в свету, м

Категория рек	Скорость течения до 1 м/сек		Скорость течения от 1,0 до 2,0 м/сек	
	Отклонение оси моста от нормали к направлению течения струй			
	до 5°	от 5 до 10°	до 5°	от 5 до 10°
Вне категории	По особому согласованию с Наркомречфлотом			
I категория	50	60	60	70
II категория	30	40	40	50
III категория	15	20	20	30

В мостах, имеющих разводные пролеты, величина последних определяется данными, приведенными в табл. 2.

Пролеты мостов на несудоходных и несплавных реках, а также несудоходные пролеты на судоходных реках, назначают по экономическим соображениям, с учетом режима реки в отношении ледохода и протекания высоких вод. Возвышение низа ферм над расчетным горизонтом вод (с учетом подпора) принимают не менее 0,25—0,50 м, а над расчетным горизонтом ледохода—не менее 0,75 м.

В деревянных подкосных мостах может быть допущено подтопление пят подкосов, но не более чем на 0,25 м при условии, чтобы были приняты меры против повреждения подкосов плавущими предметами и чтобы пяты подкосов были выше горизонта

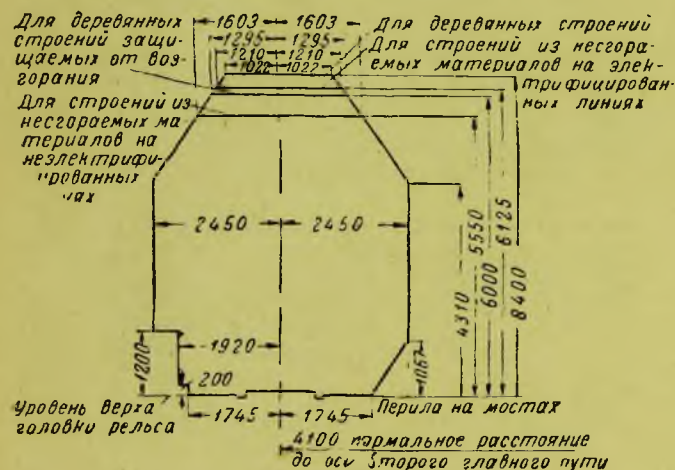
наивысшего ледохода не менее чем на 0,25 м.

Разбивка пролетов в путепроводах зависит от подмостовых габаритов перекрываемых путей (фиг. 22).

Величину пролетов виадуков намечают на основе экономических соображений (см. ниже).

Пролеты мостов в гористой местности определяют из экономических условий в зависимости от рельефа местности.

Величины пролетов эстакад намечают в зависимости от их назначения и условия пролегания (вдоль улиц городов, на пересечениях улиц,



Фиг. 22. Габариты приближения строений для железнодорожных путей.

над парками путей заводских цехов, в бункерных эстакадах) по соответствующим подэстакадным габаритам или по экономическим соображениям.

г) Определение ширины моста

Ширина моста определяется габаритом проезда и шириной тротуаров в зависимости от интенсивности движения по дороге.

Габаритом проезда называется определенный контур (внутри которого не могут вдавляться никакие части конструкции), необходимый для беспрепятственного пропуска по мосту экипажных и пешеходных потоков.

Необходимая ширина проезда зависит от предполагаемого по мосту движения и может быть определена расчетным путем, если известно количество автомашин, которое придется пропускать по мосту в наиболее напряженные по интенсивности движения периоды.

Обозначим: N —число автомашин, которое предполагается пропускать по мосту в час наиболее напряженного движения;

e —расстояния между следующими друг за другом автомашинами, м;

a — длина автомашины, м;

v — скорость движения автомашин, км/час;

b — ширина, занимаемая движущейся автомашиной, с учетом промежутков между машинами, следующими в соседних колоннах, м.

Тогда интервал времени (в часах) между следующими друг за другом автомашинами:

$$t = \frac{a + e}{1000v}.$$

Число машин, следующих друг за другом в одной колонне и могущих пройти в течение одного часа:

$$n = \frac{1}{t} = \frac{1000v}{a + e}.$$

Необходимая ширина проезжей части моста определится формулой:

$$B = \frac{N}{n} b = \frac{N(a + e)b}{1000v}.$$

Габариты мостов на автомобильных и автогужевых дорогах стандартизованы и назначаются в зависимости от интенсивности движения в соответствии с классом дороги.

Габариты проезда для городских мостов определяются специальными нормами, установленными Наркомхозом.

По Техническим условиям Гужосдора НКВД СССР 1938 г. для каждого класса автомобильной дороги установлено два типа габаритов — нормальный и уширенный¹. Исключения составляют лишь мосты на горных дорогах, для которых установлен один габарит.

Таблица 3

Габариты мостов на автомобильных дорогах

Обозначение размеров	Класс дороги	I	II	III	I	II	III	II и III
	Характеристика местности	Равнинная и пересеченная местность						Горная
	Длина по пролетному строению	более 100 м	более 20 м	100 м и менее	20 м и менее	независимо от длины моста		
	Род габарита	нормальный			уширенный			
D	Ширина проезжей части, м	14,0	7,0	6,0	14,0	7,0	6,0	6,0
	Ширина земляного полотна, м .	18,0	11,0	10,0	18,0	11,0	10,0	8,0
	Обозначение габарита	Г 14	Г 7	Г 6,5	Г 16,5	Г 9,5	Г 8,5	Г 6,5
A	Ширина проезда, м	14,0	7,0	6,5	16,5	9,5	8,5	6,5
B	Наименьшая ширина между перилами мостов с ездой поверху, м	15,5	8,5	8,0	18,0	11,0	10,0	8,0
V	Наименьшее расстояние в свету между фермами до высоты 2,5 м в мостах с ездой понизу, м .	14,5	7,5	7,0	17,0	10,0	9,0	7,0
G	То же на высоте 4,5 м	13,0	6,0	5,5	15,5	8,5	7,5	5,5

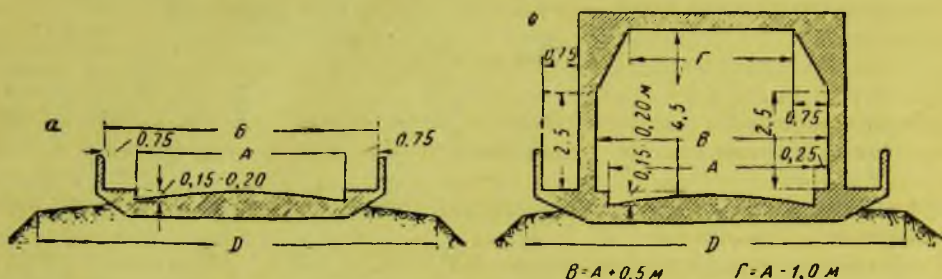
¹ В дальнейшем изложении ссылки на Технические условия на сооружение автомобильных дорог и мостов Гужосдора НКВД СССР 1938 г. будут обозначаться кратко Т. У.

Уширенный габарит назначается для мостов, имеющих сравнительно небольшую длину (на дорогах I класса — 100 м и менее, на дорогах II и III классов — 20 м и менее), для возможности свободного движения по мосту с нормальными скоростями.

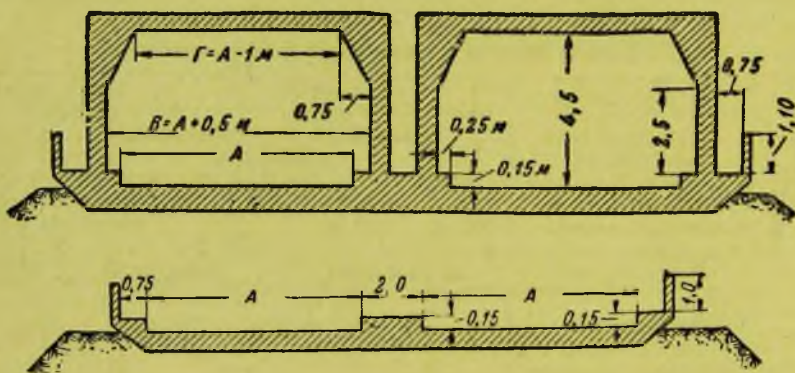
Данные о стандартных габаритах, принятых на автомобильных дорогах I, II и III классов, приведены в табл. 3. Габариты обозначаются буквой Г с цифрой, соответствующей ширине проезда, выраженной в метрах.

Габариты мостов с ездой поверху (а) и понизу (б) несколько отличаются друг от друга (фиг. 23).

Нормальная ширина тротуаров в обоих случаях принимается равной 0,75 м. В мостах с ездой понизу тротуары обычно выносят по обе стороны от главных ферм, по бокам же проезжей части устраивают полосы шириной по 0,25 м, предохраняющие фермы моста от случайных ударов кузовами проезжающих автомобилей и других транспортных средств.



Фиг. 23. Габариты мостов для автомобильных дорог.



Фиг. 24. Габариты мостов на дорогах с разделительной полосой.

Габариты мостов, установленные Главдорупром РСФСР для автогужевых дорог, несколько отличаются от приведенных выше габаритов, применяемых для мостов на автомобильных дорогах.

По Техническим условиям Главдорупра РСФСР 1939 г. для дорог I класса установлено два типа габаритов:

при устройстве дороги с двумя самостоятельными полотнами: нормальный 2Г 7 и уширенный 2Г 11,5;

при устройстве дороги на одном полотне с разделительной полосой в 2 м (фиг. 24): нормальный габарит 2Гс 7 и уширенный 2Гс 9,25.

Для автогужевых дорог II и III классов принимают те же габариты, что и для автомобильных дорог, причем для деревянных мостов на дорогах III класса разрешается применять нормальный габарит Г6.

Для дорог IV класса в равнинной и холмистой местности установлены: нормальный габарит Г6,5 (для мостов длиной 10 м и более) и уширенный габарит Г8,5 (для мостов длиной менее 10 м); для горной местности установлен единый габарит Г6. Для деревянных мостов на дорогах IV класса разрешается применение габарита Г5,5.

Для дорог V класса установлен габарит Г 4,5; при этом в случаях необходимости пропуска особо широких сельскохозяйственных машин для мостов с ездой понизу применяется габарит Г 6.

Цифры в обозначениях габаритов мостов на автогужевых дорогах означают по-прежнему ширину проезда на мосту А (фиг. 23 и 24). Остальные размеры габаритов (ширина тротуаров, охранных полос, расстояния между перилами и фермами) определяются теми же величинами, что и в габаритах мостов на автомобильных дорогах.

§ 5. Определение наивыгоднейшей разбивки моста на пролеты

При разбивке моста на отдельные пролеты, кроме требований судоходства, приходится также учитывать и экономические требования в связи с тем, что назначение тех или иных (по величине) пролетов в мосту существенно влияет на его стоимость.

Рассмотрим в схематизированном виде зависимость стоимости моста от разбивки его на пролеты.

Обозначим:

v_1 — затрата материала на одну промежуточную опору;

v_2 — затрата материала на одну береговую опору;

L — полная длина проектируемого моста;

k_1 — стоимость единицы материала пролетного строения в деле;

k_2 — стоимость единицы материала опоры в деле.

Предположим, что затрата материала на все промежуточные опоры одинакова и не зависит от величины выбираемых пролетов, что в первом приближении справедливо для мостов балочных систем.

Для выражения затраты материалов на пролетные строения воспользуемся следующей формулой, предполагающей, что затрата материала на 1 пог. м главных ферм находится в прямолинейной зависимости от пролета, а затрата материала на 1 пог. м проезжей части не зависит от пролета:

$$G = (G_{np} + al),$$

где: G — погонная затрата материала на пролетное строение при пролете l ;

G_{np} — затрата материала на 1 пог. м проезжей части;

al — затрата материала на 1 пог. м главных ферм (со связями); α — коэффициент, зависящий от величины пролета ферм, но обычно принимаемый постоянным для небольших пределов изменения пролета.

Стоимость одного пролетного строения при пролете l :

$$(G_{np} + al) lk_1.$$

Стоимость всех пролетных строений моста:

$$W_1 = (G_{np} + al) Lk_1.$$

Стоимость всех опор моста:

$$W_2 = 2v_2k_2 + \left(\frac{L}{l} - 1\right) v_1k_2,$$

где $\left(\frac{L}{l} - 1\right) = n - 1$ — число промежуточных опор моста.

Полная стоимость моста:

$$W = W_1 + W_2 = (G_{np} + al) Lk_1 + 2v_2k_2 + \left(\frac{L}{l} - 1\right) v_1k_2.$$

Величина пролета l , при которой стоимость моста будет наименьшей, определится из условия:

$$\frac{dW}{dl} = \alpha Lk_1 - \frac{Lv_1k_2}{l^2} = 0, \quad (1)$$

откуда:

$$\alpha l^2 k_1 = v_1 k_2.$$

Так как αl представляет затрату материала на 1 пог. м главных ферм и связей пролетного строения, то $\alpha l^2 k_1$ представляет стоимость одного пролетного строения

Поэтому формула (1) показывает, что наивыгоднейшей разбивкой моста на пролеты будет такая, при которой стоимость одного пролетного строения, без учета проезжей части, равна стоимости опоры.

Из формулы (1) можно непосредственно определить величину наивыгоднейшего пролета:

$$l_{наив} = \sqrt{\frac{v_1 k_2}{a k_1}}. \quad (2)$$

Формулы (1) и (2), определяющие наивыгоднейшую величину пролетов моста, основываются на ряде условных допущений. Поэтому их следует рассматривать только как ориентировочное приближение, применимое лишь для балочных мостов.

Для распорных (арочных и подкосных) мостов необходимо учитывать зависимость затраты материалов на опоры от величины пролета моста.

Эта зависимость выражается некоторой кривой (фиг. 25), которую для упрощения можно заменить прямой, определяемой уравнением:

$$v_1 = v_0 + \beta l, \quad (3)$$

где β — тангенс угла наклона этой прямой.

Допуская для упрощения выводов, что кубатура устоев v_2 не зависит от пролета, получим формулу полной стоимости моста:

$$W = (G_{зр} + al) L k_1 + 2v_2 k_2 + \left(\frac{L}{l} - 1\right) (v_0 + \beta l) k_2.$$

Дифференцируя это уравнение и приравнявая результат нулю, получим:

$$\frac{dW}{dl} - a L k_1 - \frac{L v_0 k_2}{l^2} - \beta k_2 = 0,$$

откуда можно определить величину наивыгоднейшего пролета для распорных мостов:

$$l_{наив} = \sqrt{\frac{v_0 k_2}{a k_1 - \frac{\beta k_2}{L}}}. \quad (4)$$

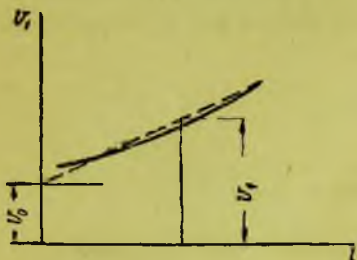
Входящие в формулу (4) величины β и v_0 можно определить, пользуясь формулой (3), путем эскизного подсчета кубатуры опор v'_1 и v''_1 для двух различных значений пролета l_1 и l_2 .

Действительная зависимость между пролетом моста и затратой материала на его пролетные строения и опоры отклоняется от принятого в приведенных выше выводах прямолинейного закона, так как в стоимость моста входит также стоимость подходов, зависящая от отметки проезда на мосту и т. д. Поэтому для более обоснованного определения величины наивыгоднейшего пролета необходимо при исчислении полной стоимости моста пользоваться более точными формулами или графиками, определяющими затрату материалов, учитывать влияние изменения глубины заложения опор на их стоимость и т. д.

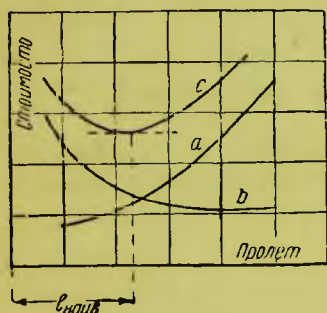
Предположим, что стоимость 1 пог. м пролетного строения в функции пролета выражается кривой a (фиг. 26).

Стоимость опор будем считать функцией не только высоты моста, но и величины пролетов.

Если выразить затрату материала на опоры при данной их высоте в функции пролета, то получится ряд кривых, возрастающих с увеличением пролета l . Если же затрату материала на опору отнести к 1 пог. м моста, помножить ее на единичную стоимость и полученные погонные стоимости изобразить графически в функции пролета, то получится убывающая гиперболического вида кривая b , которая может, однако, иметь вначале убывающее, а затем возрастающее значение.



Фиг. 25. Зависимость затрат материалов на опоры распорных мостов от величины пролета.



Фиг. 26. Определение наивыгоднейшего пролета моста.

Суммируя ординаты кривых a и b , получим кривую c суммарной стоимости 1 пог. м моста, наименьшее значение которой и определяет величину наивыгоднейшего пролета. Кривые затрат материала на пролетные строения и опоры мостов могут быть построены теоретически и на основе анализа данных, полученных из опыта предшествующих проектировок.



Фиг. 27. Разбивка моста на пролеты по участкам.

В тех случаях, когда очертание русла реки или глубина залегания материка, служащего основанием для опор, резко изменяется, определение наивыгоднейшего пролета приведенным выше методом оказывается уже невозможным.

Если русло реки имеет ряд характерных участков, причем на протяжении каждого участка условия устройства опор более или менее одинаковы, то задачу наивыгоднейшей разбивки моста на пролеты можно решить, рассматривая каждый участок в отдельности и определяя величину наивыгоднейшего пролета в пределах каждого участка (фиг. 27).

Если мостовой переход не может быть разделен на ряд характерных участков и необходимая высота опор непрерывно меняется в зависимости от места их расположения, то разбивка моста на пролеты может быть произведена только графическим методом.

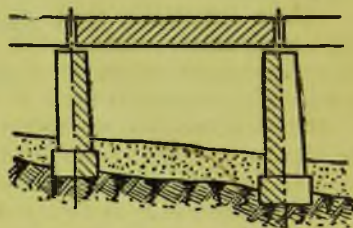
Поскольку стоимость всех опор в этом случае будет различна, наивыгоднейшие пролеты по длине моста также будут различными.

По аналогии с приведенным выше выводом о необходимости равенства между стоимостями опоры и пролетного строения для получения наименьшей стоимости моста примем и в рассматриваемом случае условие, чтобы стоимость главных ферм равнялась полусумме стоимостей опор, поддерживающих концы пролетного строения (фиг. 28).

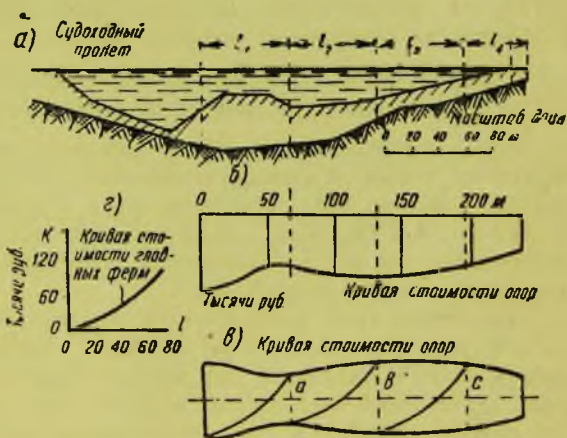
Приняв такое исходное условие, можно произвести наивыгоднейшую разбивку моста на пролеты.¹

Имея профиль перехода и зная геологическое строение грунта, можно, пользуясь данными о зависимости объема опор от их высоты, построить кривую стоимости опор на протяжении всего перехода. Для этого необходимо для ряда последовательных точек по длине перехода выяснить предполагаемую глубину заложения опор, определяемую геологическими данными, и, наметив ориентировочно основные размеры опор, вычислить их кубатуру и стоимость. Для удобства дальнейших построений следует перестроить кривую стоимости опор, расположив ординаты ее симметрично относительно горизонтальной оси (фиг. 29).

Имея график возрастания стоимости главных ферм в функции пролета (фиг. 29, г), наносим этот график последовательно на кривую стоимости опор, начиная от поло-



Фиг. 28. Равенство стоимости пролетного строения полусумме стоимостей примыкающих опор.



Фиг. 29. Наивыгоднейшая разбивка моста на пролеты при неодинаковой стоимости опор.

¹ Н. С. Стрелецкий. „Курс мостов“, ч. 1, Гострансиздат, 1931, стр. 86.

жения крайней опоры со стороны судоходной части моста (при наличии судоходных пролетов) или непосредственно от береговой опоры (при отсутствии судоходных пролетов).

Места взаимного пересечения кривой стоимости опор и нанесенных на нее кривых стоимости главных ферм пролетных строений (точки a , b , c) определяют положение опор, так как при этом удовлетворяется условие равенства стоимости главных ферм пролета и полусуммы стоимости ограничивающих его опор.

Решение это приближенное, так как при этом делят отверстие моста на пролеты и каждый пролет определяют независимо один от другого. Полученная по кривой разбивка может не вписаться в заданную величину отверстия моста. Однако, результат построения все же достаточно близок к точному решению и во всяком случае дает возможность выяснить число необходимых пролетов.

Пользование изложенным методом, определяющим разбивку моста на пролеты, целесообразно лишь в том случае, когда стоимости опор значительно разнятся друг от друга, т. е. когда пролеты по величине должны быть весьма различны.

Часто вместо различных по величине пролетов, определенных теоретическим путем из условия наивыгоднейшей разбивки, целесообразнее бывает запроектировать несколько одинаковых пролетов, допускающих применение стандартной конструкции.

Если стоимость опор по длине перехода сильно изменяется, то обычно наиболее целесообразной оказывается разбивка моста на ряд участков с равными пролетами, определяемыми из условия равенства стоимости главных ферм пролетного строения — средней стоимости опоры на протяжении данного участка.

Приведенные выше теоретические положения для наивыгоднейшей разбивки моста на пролеты, вследствие ряда допущений и условностей, могут быть использованы только для предварительной ориентировки.

Окончательный выбор той или иной разбивки моста на пролеты следует производить путем составления различных вариантов схемы моста и их технико-экономического сравнения.

§ 6. Расчетные нагрузки мостов

Мосты подвергаются действию ряда различных нагрузок, которые могут быть разделены на следующие основные виды.

1. Вертикальная нагрузка: а) временная, или подвижная, б) постоянная.
2. Горизонтальная нагрузка: а) ветровая, б) центробежная, в) тормозная.

Кроме вертикальных и горизонтальных нагрузок, на мосты могут также оказывать действие: удары и толчки подвижной нагрузки, изменения температуры, давление грунта, действие льда, просадки опор, сейсмические и другие воздействия.

Временной, или подвижной, нагрузкой мостов называется нагрузка от проходящих по мосту автомобилей, тракторов, толпы и т. д., для пропуска которой и предназначается данный мост.

Постоянной нагрузкой называется нагрузка от собственного веса моста.

Ветровая нагрузка на мост является дополнительным силовым фактором, учет которого необходим при проектировании, чтобы создать конструкцию, обладающую достаточной жесткостью и устойчивостью при действии сильного ветра. Наиболее опасно действие ветра, перпендикулярное оси моста.

Как правило, мосты располагают на прямых участках дороги. Однако, иногда оказывается необходимым устраивать мосты на кривых. В этом случае появляется дополнительная горизонтальная нагрузка на мост в виде центробежных сил, возникающих вследствие движения временной нагрузки по кривым траекториям.

В случае внезапного торможения автомобиля на мосту возникает дополнительная горизонтальная тормозная нагрузка, действующая вдоль оси моста.

Удары и толчки временной нагрузки происходят в результате неровностей поверхности ездового полотна, неравномерности движения временной нагрузки, колебаний рессорной части автомобиля и других причин. Удары и толчки временной нагрузки вызывают дополнительное вертикальное воздействие на мост, называемое динамическим эффектом, а также и горизонтальное воздействие.

Нагрузка от давления грунта, определяемая обычными методами статике сооружений, действует на такие сооружения, как трубы, тоннели, устой мостов.

Нагрузка от действия льда возникает при подвижке льда на реке или во время ледохода и воздействует на опоры и ледорезы мостов. Вследствие крайней неопределенности величины давлений и ударов, могущих возникнуть от действия льда, этот вид нагрузки не может быть установлен с достаточной степенью точности и обычно принимается весьма приближенно.

Дополнительные воздействия, могущие возникать от изменений температуры, просадок опор и других факторов, особенно существенны для каменных, бетонных, железобетонных и металлических мостов и должны учитываться при их расчете. В деревянных мостах влияние дополнительных воздействий ничтожно и их обычно не учитывают при расчете.

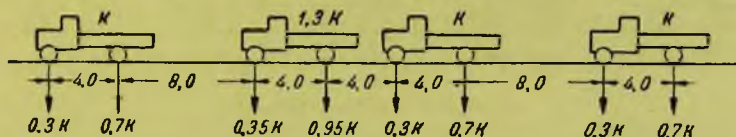
Собственный вес, временную нагрузку с учетом динамического эффекта, давление грунта и центробежные силы принято называть основными нагрузками, так как они всегда проявляются при работе моста. Остальные нагрузки — силы торможения, давление ветра, воздействие льда и другие, проявляющиеся реже, — принято называть дополнительными.

Дополнительные нагрузки могут оказаться основными для элементов моста, предназначенных специально для их восприятия; так, например, для ветровых связей моста ветровая нагрузка будет основной.

Расчетные нагрузки для мостов устанавливаются специальными нормами.

Временная вертикальная нагрузка

Обращающаяся по мостам на автомобильных и автогужевых дорогах временная нагрузка чрезвычайно разнообразна по своему характеру, весу, скоростям движения и силовым воздействиям, оказываемым на ездовое полотно.



Фиг. 30. Общая схема расчетной автомобильной нагрузки.

По автомобильным и автогужевым дорогам обращаются автомобили разных видов, автопоезда, тракторы, сельскохозяйственные и строительные машины, специальные виды грузов и др.

Разнообразие подвижных нагрузок и их сочетания на мосту, невозможность точного учета режима движения, а также появление новых (более тяжелых) машин затрудняют расчет проектируемых автодорожных мостов на действие реально обращающихся по ним нагрузок. Поэтому при проектировании мостов и других искусственных сооружений на автомобильных и автогужевых дорогах расчет их принято производить на условную подвижную нагрузку в виде колонны грузовых автомобилей, следующих друг за другом на определенных расстояниях¹.

Расчетная нагрузка тротуаров принимается в виде сплошной толпы людей.

Грузовые автомобили в расчетной схеме нагрузок для мостов на автомобильных дорогах принимаются двухосными, с расстоянием между осями по 4 м и интервалами между осями соседних грузовиков по 8 м (фиг. 30).

В составе каждого ряда (колонны), кроме основных (нормальных) автомобилей, располагается один более тяжелый грузовик, вес которого превышает на 30% вес остальных автомобилей. При этом тяжелый грузовик располагается на расстоянии сближенном до 4 м с одним из нормальных автомобилей колонны.

Схема расположения грузовиков в колонне остается одинаковой для всех классов автомобильной нагрузки.

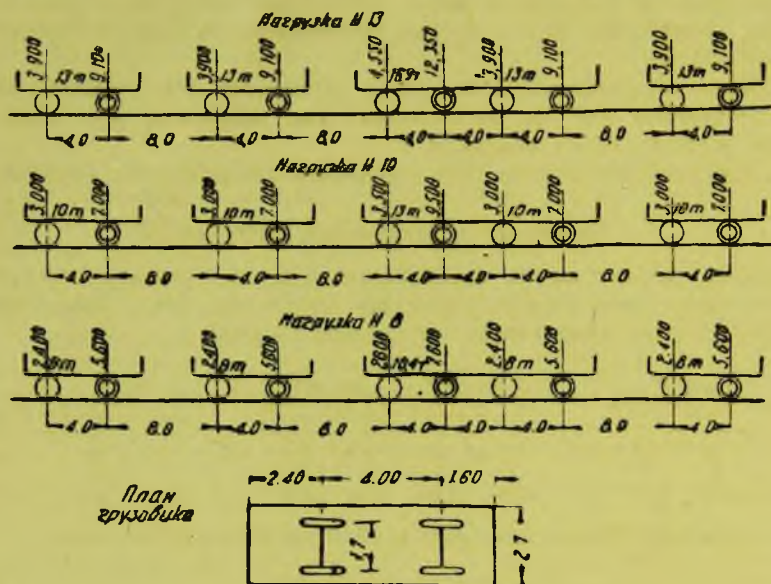
Расчетная нагрузка установлена различных классов; при этом класс нагрузки выбирается в зависимости от класса дороги.

¹ См. Т. У. Гушосдора 1938 г.

Каждому классу нагрузки присвоено определенное обозначение, состоящее из буквы Н (нагрузка) и цифры, указывающей общий вес каждого из основных грузовиков в колонне. Таким образом, нагрузки Н13, Н10, Н8 и т. д. составляются соответственно из ряда основных грузовиков весом по 13, 10, 8 т и т. д.; вес тяжелого грузовика в колонне составляет соответственно 16,9; 13,0; 10,4 т и т. д. (фиг. 31).

То обстоятельство, что вес и давление осей условных грузовиков в расчетных схемах выражаются величинами пропорциональными классу нагрузки K (см. фиг. 30), а расстояния между осями автомобилей в колонне принимаются для всех схем одинаковыми, создает большие удобства практического пользования расчетной схемой нагрузки при проектировании мостов¹.

Включение в расчетную схему одной единицы повышенного веса объясняется тем, что при такой схеме мост, запроектированный под нагрузку определенного класса, может, в случае необходимости, пропускать также и отдельные более тяжелые грузы.



Фиг. 31. Схемы расчетных автомобильных нагрузок.

Более подробные данные о схемах расчетных нагрузок для мостов на автомобильных дорогах и об отдельных автомобилях, входящих в состав этих схем, приведены на фиг. 31 и в табл. 4.

При расчете мостов колонны расчетных грузовиков располагают в несколько рядов по ширине моста. Число рядов (колонн) грузовиков принимают в зависимости от возможного размещения их по ширине ездого полотна на мосту, соблюдая правила расстановки, указанные в Технических условиях.

Грузовики считаются следующими параллельно продольной оси моста, причем для всех колонн грузовиков можно принимать движение в одном направлении.

В случае установки на мосту более двух колонн грузовиков при определении наибольших усилий в элементах моста принимается уменьшение расчетной нагрузки вследствие малой вероятности одновременного совпадения наименее выгоднейших расположений временной нагрузки во всех колоннах грузовиков.

¹ В расчетной схеме нагрузок для мостов на автогужевых дорогах, установленной нормами Главдорупра РСФСР (1939 г.), вес утяжеленного грузовика принимается на класс выше остальных автомобилей в схеме. Поэтому отношение между весом утяжеленного и весом нормального грузовиков в расчетной схеме не остается постоянным для различных классов нагрузки, а колеблется в пределах от 1,25 до 1,33. Это лишает схемы расчетных нагрузок, установленные для мостов на автогужевых дорогах, ряда преимуществ, упрощающих пользование ими при расчетах и перерасчетах мостов, не давая им вместе с тем каких-либо положительных качеств по сравнению со схемами расчетных нагрузок, принятыми для мостов на автомобильных дорогах.

Таблица 4

**Подвижная вертикальная расчетная нагрузка для мостов
на автомобильных дорогах**

Род нагрузки	Наименование данных	Измеритель	Класс нагрузки					
			Н13		Н10		Н8	
Грузовики	Общий вес одного грузовика	т	16,9	13,0	13,0	10,0	10,4	8,0
	Число грузовиков в поезде	шт.	1	неогр.	1	неогр.	1	неогр.
	Давление на заднюю ось	т	12,35	9,1	9,5	7,0	7,6	5,6
	Давление на переднюю ось	т	4,55	3,9	3,5	3,0	2,8	2,4
	Ширина кузова	м	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
	Расстояние между осями (база)	м	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
	Колея (между серединами ободьев)	м	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
	Ширина обода переднего колеса	м	0,25	0,20	0,20	0,15	0,15	0,15
	Ширина обода заднего колеса	м	0,6	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3

Это уменьшение принимают:

при загрузке тремя колоннами — на 15% нагрузки всех трех рядов,
при загрузке четырьмя колоннами — на 25% нагрузки всех четырех рядов.

Для облегчения расчетов взамен поезда грузовиков можно пользоваться эквивалентными нагрузками, величины которых для различных случаев загрузки при нагрузке Н10 приведены в табл. 5.

Таблица 5

**Эквивалентные нагрузки в т/пог. м для одного поезда автомобилей по схеме
Н10 для статически определимых систем¹**

Пролет или длина загрузки, м	Для моментов в простых балках		Для поперечных сил и моментов у опор	Пролет или длина загрузки, м	Для моментов в простых балках		Для поперечных сил и моментов у опор
	посредне пролета	в четверти пролета			посредне пролета	в четверти пролета	
1	2	3	4	1	2	3	4
1	19,00	19,00	19,00	20	1,48	1,57	1,67
2	9,50	9,50	9,50	22	1,41	1,49	1,62
3	6,33	6,33	6,33	24	1,35	1,44	1,57
4	4,75	4,75	4,75	26	1,32	1,38	1,51
5	3,80	3,80	4,08	28	1,29	1,34	1,45
6	3,17	3,17	3,56	30	1,28	1,32	1,41
7	2,71	2,96	3,14	32	1,26	1,29	1,39
8	2,38	2,67	2,82	36	1,19	1,22	1,32
9	2,27	2,43	2,65	40	1,15	1,16	1,27
10	2,16	2,23	2,54	50	1,10	1,10	1,18
11	2,05	2,05	2,43	60	1,05	1,05	1,13
12	1,95	2,00	2,31	70	1,01	1,01	1,08
13	1,85	1,93	2,20	80	0,99	0,99	1,05
14	1,75	1,86	2,09	90	0,97	0,97	1,03
15	1,67	1,80	2,00	100	0,96	0,96	1,01
16	1,60	1,73	1,91	120	0,94	0,94	0,98
18	1,55	1,65	1,78	140	0,93	0,93	0,96
				160	0,92	0,92	0,94

¹ Для расчета по схемам Н13, Н8 и др. значения эквивалентных нагрузок табл. 5 умножают соответственно на 1,3, 0,8 и т. д.

Закон изменения эквивалентных нагрузок, приведенных в табл. 5, может быть с достаточной для практических целей степенью точности выражен аналитически помощью приближенных формул. Аналитическое выражение эквивалентных нагрузок значительно облегчает решение ряда теоретических задач, особенно по вопросам веса мостов.

Для линий влияния треугольного очертания с вершиной посередине формулы эквивалентных нагрузок выразятся следующим образом.

а) При длине линии влияния L , не превышающей 8 м, когда на ней устанавливается только один груз P , эквивалентная нагрузка определяется формулой:

$$K_1 = \frac{PL}{4L^2} = \frac{2P}{L}. \quad (1)$$

Для нагрузки Н10 давление задней оси тяжелого автомобиля $P=9,5$ т, поэтому:

$$K_1 = \frac{19}{L}. \quad (2)$$

б) При длине линии влияния более 8 м, когда на ней устанавливается более одного груза, эквивалентная нагрузка может быть приближенно выражена гиперболической кривой, определяемой уравнением вида:

$$K_2 = K_0 + \frac{a}{L}, \quad (3)$$

где: a — постоянный коэффициент,
 K_0 — предел, к которому асимптотически стремится эквивалентная нагрузка при $L \rightarrow \infty$.

Величина K_0 может быть поэтому определена путем деления веса нормального грузовика Q на длину l , занимаемую им в поезде, т.е.:

$$K_0 = \frac{Q}{l}.$$

Для нагрузки Н10 коэффициенты, входящие в формулу (3), получают следующие значения: вес нормального грузовика $Q=10$ т:

$$K_0 = \frac{10}{12} = 0,83 \text{ т/пог. м.}$$

Коэффициент a определяется путем подбора и с достаточной степенью точности может быть принят $a=13,0$.

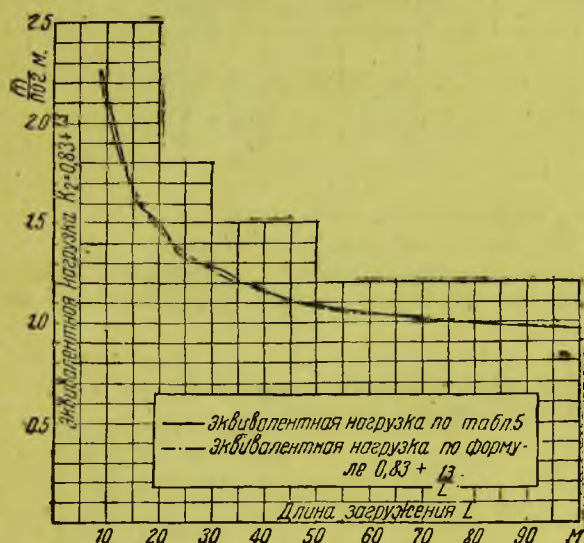
Тогда формула, определяющая величину эквивалентных нагрузок для симметричных треугольных линий влияния длиной $L > 8$ м для нагрузки Н10, выразится так:

$$K_2 = 0,83 + \frac{13}{L}. \quad (4)$$

Сопоставление величин, определяемых формулой (4), с эквивалентными нагрузками по табл. 5 приведено на фиг. 32.

Как видно из графика, формула (4) дает хорошее совпадение с кривой, построенной по данным табл. 5. Отклонение составляет не более 2,7%. Поэтому пользование формулой (4) возможно с вполне достаточной для практических целей степенью точности.

В случае необходимости аналогичные формулы по типу формулы (3) могут быть получены и для эквивалентных нагрузок, соответствующих линиям влияния дру-



Фиг. 32. Сравнительный график эквивалентных нагрузок.

длина, занимаемая грузовиком в поезде, $l=12$ м. Поэтому

того очертания (треугольные линии влияния с вершинами в четверти пролета или на опоре, параболические линии влияния).

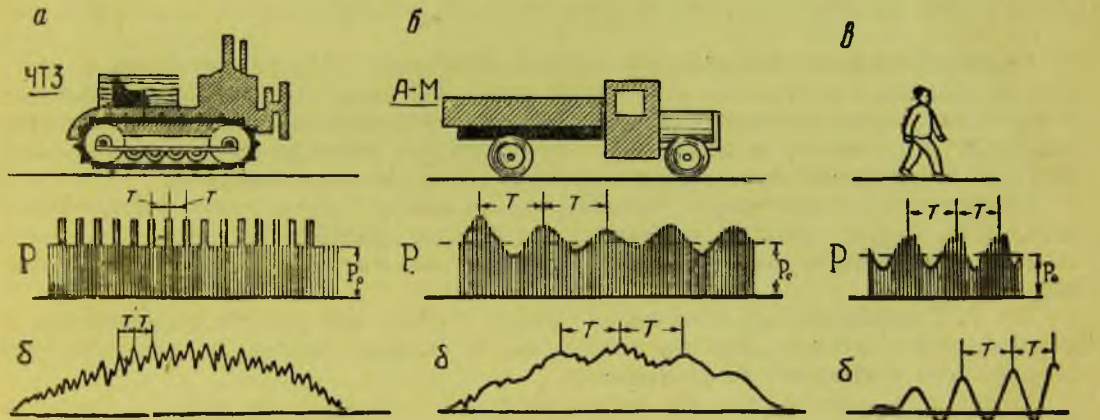
Кроме расчета мостов на вертикальную временную нагрузку, обязательна проверка их на пропуск тяжелого гусеничного трактора общим весом: для мостов на дорогах I класса — 60 т, для мостов на дорогах II и III классов — 25 т. Проверка на пропуск гусеничного трактора по Т. У. производится при отсутствии на мосту какой-либо другой нагрузки. При этом допускаемые напряжения в элементах конструкций мостов повышаются.

Основные данные о нагрузках гусеничным трактором приведены в табл. 6.

Трактор устанавливают в наименее выгоднейшее для рассчитываемого элемента моста положение, но с сохранением параллельности продольной оси трактора и продольной оси моста.

Для расчета тротуаров принимается нагрузка толпой, интенсивность которой по Т. У. считается в зависимости от длины загрузки: при длине загрузки до 20 м включительно — 400 кг/м², при длине загрузки свыше 30 м — 300 кг/м². Для длины загрузки от 20 до 30 м — по интерполяции.

При движении временной нагрузки оказываемое ею воздействие не ограничивается передачей конструкции моста только давлений от веса движущихся грузов (статическое воздействие), а сопровождается рядом дополнительных воздействий в виде толчков, ударов, перегрузок и др., называемых динамическими воздействиями.



Фиг. 33. Динамическое воздействие различных видов временных нагрузок.

Различные виды динамических воздействий, оказываемых движущейся временной нагрузкой, могут быть разделены на случайные и закономерные воздействия. К числу случайных динамических воздействий относятся толчки и удары, возникающие при проходе движущихся грузов через неровности ездового полотна, дополнительные инерционные усилия, возникающие при изменениях режима движения нагрузки на мосту, и др.

Закономерные динамические воздействия, оказываемые на мосты большинством временных нагрузок, заключаются в передаче мосту периодических или ритмических усилий.

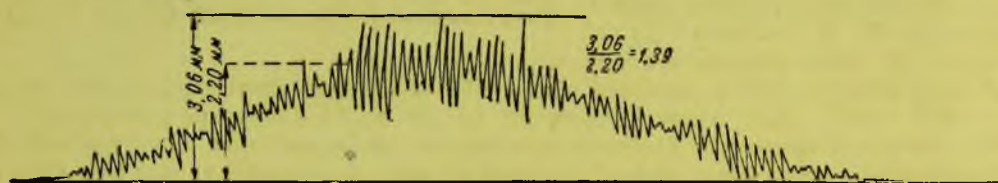
Так, например, грузы, движущиеся на гусеничном ходу (тракторы, сельскохозяйственные и строительные машины, спецнагрузка), передают на ездовое полотно, кроме статического воздействия P_0 , еще ряд последовательных перегрузок, вызванных ударами звеньев гусениц (фиг. 33, а). Интервалы T между этими ударами зависят от длины звеньев гусениц и скорости движения нагрузки.

Автомобили при движении оказывают периодические воздействия вследствие колебаний кузова на рессорах или подрессоренных частей, вызываемых неровностями ездового полотна или неравномерностями движения машины. Эти периодические воздействия, суммируясь со статическим P_0 , вызывают последовательные перегрузки и разгрузки давлений, передаваемых осями движущегося автомобиля (фиг. 33, б) с периодом T , зависящим от конструктивных особенностей машины.

Значительные периодические воздействия оказывают также идущие по мосту люди (фиг. 33, в) и животные. Особенно опасны для мостов периодические воздействия, возникающие при движении по мосту людей, идущих в ногу, а также воздействия, оказываемые движущимися группами всадников.

От периодических и ритмических воздействий временной нагрузки в мостах возникают вибрации всего сооружения в целом и отдельных его элементов.

На фиг. 33 представлен общий характер изменения прогибов δ в мостах под действием движущегося трактора ЧТЗ, грузовика и людей, идущих в ногу. Возникающие в мостах под действием ритмических и периодических силовых воздействий вибрации имеют период T , равный периоду этих воздействий.



Фиг. 34. Диаграмма прогибов деревянного моста при проходе по нему трактора ЧТЗ.

Наиболее сильный динамический эффект возникает в сооружении в том случае, если период последовательных воздействий временной нагрузки совпадает (или близок) с периодом собственных колебаний сооружения. В этом случае возникают интенсивные колебания сооружения, вызывающие в нем большие дополнительные напряжения и могущие в некоторых случаях привести даже к разрушению сооружения.

Совокупность динамических воздействий, оказываемых движущейся временной нагрузкой на мосты, принято учитывать при расчете упрощенно, путем умножения статического действия расчетной нагрузки на динамический коэффициент, больший единицы.

По Т. У. динамический коэффициент вводят только при расчете металлических и железобетонных мостов. Для деревянных же и каменных мостов, а также для труб динамический коэффициент не учитывается.

Кроме того, для мостов из любых материалов проверка на пропуск тяжелого гусеничного трактора согласно Т. У. производится без введения динамического коэффициента.

Расчетная нагрузка толпой по Т. У. также принимается без учета динамического коэффициента.

В каменных мостах и трубах динамическое воздействие сказывается весьма незначительно (в каменных мостах — вследствие их массивности, в трубах — благодаря наличию над ними засыпки из грунта), поэтому динамический коэффициент действительно нет смысла учитывать; для деревянных мостов это нельзя признать правильным.

Многочисленные наблюдения показывают, что деревянные мосты испытывают значительные дополнительные динамические воздействия, вызываемые движущейся временной нагрузкой.

Для иллюстрации динамического эффекта, возникающего в деревянных мостах, на фиг. 34 приведена диаграмма прогибов деревянного моста пролетом 21 м при проходе по нему трактора ЧТЗ.

Таким образом, Т. У. недоучитывают действительных условий работы автодорожных мостов под движущейся временной нагрузкой и нуждаются в соответствующей корректировке.

Помимо временной нагрузки на мосты действует также вертикальная нагрузка от собственного веса сооружения.

Основная трудность в установлении величин постоянных нагрузок заключается в том, что для расчета нужно задаться собственным весом проектируемого сооружения, не зная еще размеров его элементов.

Горизонтальные нагрузки

а) Ветровая нагрузка

Давление ветра на мостовые сооружения зависит от ряда трудно поддающихся учету факторов: физико-географических условий местности, определяющих скорости ветров, характера конструкции с точки зрения обтекаемости ее струями воздуха и т. д.

Вообще интенсивность ветрового давления зависит от квадрата скорости ветра и может быть выражена формулой:

$$w = k \cdot \frac{\gamma v^2}{2g} \approx k \frac{v^2}{16},$$

где: γ — объемный вес воздуха, равный $1,23 \text{ кг/м}^3$;

g — ускорение силы тяжести;

v — скорость ветра;

k — коэффициент, зависящий от условий обтекаемости сооружения.

Однако, поскольку скорость ветра для района постройки сооружения в большинстве случаев бывает неизвестна, ветровую нагрузку принято назначать непосредственно в виде давлений на 1 м^2 воспринимающей поверхности, нормируемых в зависимости от района расположения сооружения и его высоты.

Нормы ветровых давлений устанавливаются на основании практических опытов и наблюдений, причем ветровая нагрузка принимается в виде равномерно распределенного давления, действующего на всю подверженную ветровому воздействию поверхность сооружения.

Давление ветра считается горизонтальным и перпендикулярным поверхности сооружения.

По Т. У. для мостов на автомобильных дорогах интенсивность расчетного ветрового давления на квадратный метр подверженной действию ветра поверхности мостов высотой до 16 м над уровнем грунта или межи принимается равной 56 кг . Если пролетное строение моста располагается выше 16 м над уровнем грунта (межи), то расчетное давление ветра определяется по формуле:

$$w = 14\sqrt{H + 0,57h},$$

где: H — высота от уровня грунта или межи до низа пролетного строения, м;

h — высота пролетного строения, м.

Давление ветра на опоры мостов принимается:

в пределах высоты от				0 до 16 м —	56 кг/м ²
•	•	•	16	30	— 70
•	•	•	31	45	— 86
•	•	•	46	60	— 103
•	•	•	61	75	— 115

Действие ветра на находящуюся на мосту подвижную нагрузку не учитывается.

Кроме горизонтального ветрового давления, действующего перпендикулярно боковой поверхности сооружения, в мостах иногда приходится учитывать также и ветровое давление на конструкцию, направленное вдоль оси моста.

По Т. У. для мостов на автомобильных дорогах ветровое давление вдоль моста принимается для пролетного строения равным $0,4$ давления ветра поперек моста.

Недостаточной обследованностью реальных интенсивностей ветровых воздействий следует объяснить то обстоятельство, что нормы ветровых нагрузок, применяемые для расчета мостов различными наркоматами и организациями, существенно разнятся между собой.

Так, например, для проектирования мостов на автогужевых дорогах Техническими условиями Главдорупра РСФСР установлены нормы ветровых нагрузок, отличающиеся от приведенных выше норм Гушосдора для мостов на автомобильных дорогах (табл. 7).

Таблица 7

Нормы ветровых нагрузок для мостов на автогужевых дорогах

Географические районы расположения сооружения	Ветровая нагрузка, кг/м ²		
	на высоте от 0 до 20 м	на высоте 100 м и более	для типовых проектов
1. Вся территория Союза ССР, за исключением районов, указанных в пп. 2 и 3	60	170	90
2. Береговая полоса (шириной 100 м) Северного Ледовитого океана и морей, кроме Азовского и Балтийского, а также горные районы (при отсутствии метеорологических данных о скорости ветра)	100	210	150
3. Береговая полоса (шириной 100 м) Черного моря длиной 100 км с центром в гор. Новороссийске	140	250	210

Для промежуточных между 20 и 100 м высот интенсивность ветрового давления получается путем интерполяции.

Для сооружений, возводимых в горах, интенсивность ветрового давления нормами Главдорупра предлагается определять на основании метеорологических данных о скорости ветра по формуле $w = k \frac{v^2}{16}$, принимая в ней $k = 1,4$.

Таблица 8

Величина тормозной силы при движении временной нагрузки по мосту

Расчетная длина загрузки, м	Величина тормозной силы				
	для мостов на автомобильных и автогужевых дорогах			для мостов на автогужевых дорогах	
	I класса	II класса	III класса	IV класса	V класса
1— 15	1 P	0,5 P	0,5 P	0,5 P	0,5 P
16— 40	2 P	1,0 P	1,0 P	1,0 P	1,0 P
41—110	3 P	1,5 P	1,5 P	1,5 P	1,0 P
111—235	4 P	2,0 P	1,5 P	1,5 P	1,0 P
236—445	5 P	2,5 P	1,5 P	1,5 P	1,0 P
446 и более	6 P	3,0 P	1,5 P	1,5 P	1,0 P

Примечание. P—полный вес нормального грузовика.

в) Тормозная сила

Величина тормозной силы, возникающей при резком уменьшении скорости движения временной нагрузки и действующей вдоль моста, ограничивается сцеплением колес с поверхностью ездового полотна. Тормозная сила обычно учитывается только при расчете опор.

По Т. У. величина тормозной силы принимается в зависимости от расчетной длины загрузки согласно табл. 8.

За расчетную длину следует принимать длину участка, с которого передается сумма тормозных сил колес автомобилей. Тормозная сила считается приложенной в уровне поверхности ездового полотна.

б) Центробежная сила

Центробежная сила, возникающая при движении временной нагрузки по кривой, равняется:

$$z = \frac{Pv^2}{gR},$$

где: P—вес движущихся грузов, кг;
v—скорость движения нагрузки, м/сек;

g—ускорение силы тяжести, м/сек²;

R—радиус кривизны пути, м.

В мостах под автомобильную дорогу центробежная сила принимается равной 10% веса вертикальной временной нагрузки и считается приложенной в уровне поверхности ездового полотна.

2) Горизонтальные воздействия подвижной нагрузки

Горизонтальные воздействия подвижной нагрузки возникают главным образом при отклонениях в движении нагрузки от прямолинейного направления в плане. Особенно интенсивные горизонтальные воздействия дает гусеничная нагрузка при поворотах на мосту. По Т. У. горизонтальные воздействия временной нагрузки принимаются в виде горизонтальной поперечной нагрузки в 200 кг/пог. м, действующей в уровне проезжей части.

Таблица 9

Давление льда на опоры моста

Очертание быка	Горизонтальное давление льда на 1 м ширины опоры	
	для горизонтов первой полуж- ки льда	для горизон- тов наивысше- го ледохода
Без устройства режу- щей грани	112 К	75 К
С устройством режущей грани	75 К	50 К

д) Давление льда

Давление льда, могущее действо-
вать на опоры мостов, по Т. У.
принимается в зависимости от наиболь-
шей возможной для данной реки тол-
щины льда K согласно табл. 9.

Для ледорезов с уклоном режу-
щей грани не круче 2:1 давление
льда разлагается на составляющие:

горизонтальную

$$Q_1 = Q \sin^2 \alpha$$

и вертикальную

$$Q_2 = Q \sin \alpha \cdot \cos \alpha,$$

где: Q — давление льда по табл. 9,

α — угол наклона режущей грани быка к горизонту.

Давление считается приложенным на уровне горизонта льда.

Глава III

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ДЕРЕВЯННЫХ МОСТАХ

§ 7. Материал деревянных мостов

Основным материалом для постройки деревянных мостов служит дерево, применяемое для изготовления пролетных строений и в большинстве случаев для устройства опор моста.

Дерево представляет собой хороший и широко распространенный строительный материал. Благодаря малому удельному весу, легкости обработки, простоте устройства сопряжений отдельных частей и возможности изготовления конструкций без сложного оборудования и инструментов, при минимальной потребности в квалифицированной рабочей силе, дерево является весьма подходящим материалом для постройки мостов.

Будучи местным строительным материалом, позволяющим быстро произвести его заготовку и обработку, дерево обычно дает наиболее экономическое решение и часто оказывается незаменимым, позволяя осуществить постройку моста в наиболее короткий срок.

Кроме лесного материала, для постройки деревянных мостов требуется также и металл. Металл необходим для мелких креплений и частей, для устройства сопряжений деревянных элементов, укрепления и связи различных частей конструкции.

К недостаткам дерева, как материала для постройки мостов, необходимо в первую очередь отнести опасность загнивания.

При устройстве защиты конструкции моста от действия влаги и хорошем надзоре за его состоянием во время эксплуатации деревянные мосты могут служить до 40—50 лет и даже более.

Однако, при применении недостаточно хорошего леса (сырого или имеющего пороки), а также при неудовлетворительном содержании, деревянные мосты могут быстро притти в негодность вследствие загнивания дерева и разрушения сопряжений. Можно считать срок службы деревянных мостов, при правильной постройке и надлежащей эксплуатации, в среднем равным не менее 12—15 лет.

Опасность возгорания дерева, вполне реальная в железнодорожных мостах от искр паровозов, не имеет такого значения для мостов на автомобильных дорогах.

Для предохранения дерева от загнивания в деревянных мостах принимается ряд мер, подробно описанных в § 83.

В прежние годы дерево применялось преимущественно для мостов с небольшими пролетами, редко превышающими 20—30 м. Ограничение применения дерева лишь для мостов малых пролетов вызывалось главным образом тем, что вследствие сложности устройства сопряжений деревянных элементов, при больших действующих усилиях, конструкция ферм больших пролетов получалась весьма сложной и громоздкой.

В настоящее время техника деревянного мостостроения значительно подвинулась вперед. Поэтому дерево при условии принятия мер, предотвращающих опасность загнивания и пожара, можно рассматривать как материал, вполне пригодный для перекрытия пролетов, достигающих 40—50 м, а в некоторых случаях и больших.

Лесной материал

Для постройки мостов применяется хвойный и лиственный лес. Как строительный материал предпочтительнее хвойный лес, обладающий более прямыми и ровными стволами, менее суковатый, а также имеющий более мягкую и упругую древесину. Из хвойных пород для постройки мостов наиболее часто употребляется: сосна, ель, лиственница, кедр и пихта; из лиственных пород: дуб, бук, граб, ясень.

Сосна широко распространена в СССР, обладает прямым и ровным стволом, хорошими механическими свойствами древесины и устойчивостью против загнивания. Из хвойных пород сосна наиболее широко применяется для постройки мостов. Предпочтительнее применять для мостов сосну в возрасте 80—150 лет, растущую на песчаной почве в возвышенных местах и обладающую плотной древесиной.

Ель и пихта обладают менее прочной и стойкой древесиной сравнительно с сосной и легче подвергаются загниванию. Особенно быстро загнивание возникает в условиях переменной влажности дерева. Поэтому для постройки мостов ель и пихту можно применять только при условии очень хорошего качества дерева.

Лиственница обладает древесиной, весьма сходной по качеству с сосной, но более плотной и смолистой. Поэтому древесина лиственницы крепче и более стойка, чем сосны, но труднее обрабатывается. Лиственница служит прекрасным материалом для мостов, хорошо сопротивляющимся загниванию даже в условиях переменной влажности. Древесина лиственницы подвержена сильному растрескиванию, а потому требует медленного и тщательного просушивания.

Кедр по своим качествам близок к сосне. Имеет большое распространение в Сибири и на северо-востоке Европейской части СССР. Отличается от сосны большим числом тонких сухих сучков.

Из лиственных пород наибольшее применение в мостостроении имеет дуб.

Дуб обладает прочной, плотной и стойкой древесиной. Вследствие ценности он применяется исключительно для мелких ответственных частей мостов, воспринимающих большие сосредоточенные усилия (например, подушки, нагели, шпонки). В условиях переменной влажности стойкость дуба выше сосны и даже лиственницы.

Бук и граб обладают крепкой древесиной, но нестойки против загнивания, особенно в условиях переменной влажности; при усыхании сильно коробятся и растрескиваются. Древесина бука становится значительно более стойкой при условии консервирования.

Ясень обладает древесиной, по крепости мало уступающей дубу, но менее стойкой, особенно в условиях переменной влажности.

Сортамент лесного материала

Для постройки деревянных мостов применяется круглый и пиленный лес различных сечений.

Бревнами называют круглый лес, очищенный от сучьев и коры, имеющий естественную толщину ствола дерева (фиг. 35, а). Так как толщина ствола деревьев постепенно уменьшается кверху, то и бревна имеют коничность, или так называемый сбег к вершине. В хвойных породах сбег обычно составляет 6—10 мм на 1 пог. м бревна. Более толстый нижний конец бревна называют комлем, а более тонкий верхний конец — отрубом. Бревнами называют круглый лес, диаметром в верхнем отрубе не менее 16 см.

Бревна, отесанные на два канта (фиг. 35, б), носят название лежней.

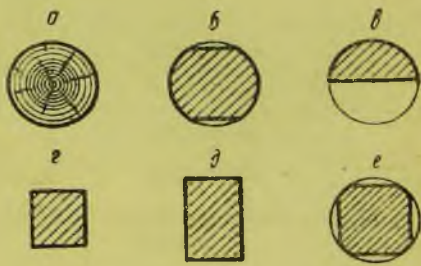
Распиливая бревно вдоль по оси на две половины, получают распил, или пластины (фиг. 35, в).

Тонким кругляком называют круглый лес диаметром от 3 до 15 см. При этом кругляк толщиной 3—7 см называют жердями; толщиной же 8—15 см — накатником, или накатом.

Нормальная длина круглого лесного материала может достигать 7,5—9 м.

Пиленный лес получается при продольной распиловке бревен на части прямоугольного сечения и разделяется на доски (при отношении ширины к толщине более трех), брусья и бруски (при отношении ширины к толщине менее или равном трем).

Брусья в поперечном сечении имеют прямоугольную или квадратную форму (фиг. 35, г и д). Брусья могут иметь чистые или нечистые кромки (обливины, обзолы — фиг. 35, е).



Фиг. 35. Сортамент лесного материала.

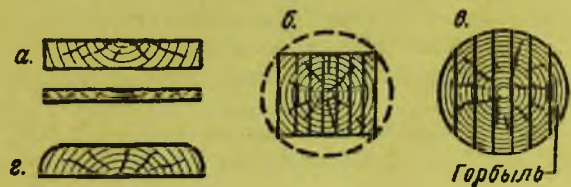
Бруски получают от распиловки досок и отличаются от брусев меньшими размерами сечения (меньше 10 см).

Рейки или планки получают путем продольной распиловки досок и имеют толщину 2,5—5 см при ширине 5—10 см.

Доски в поперечном сечении представляют прямоугольник с отношением сторон большим трех (фиг. 36, а). Доски получают распиловкой брусев или бревен и в зависимости от этого называются чистыми или получистыми.

Чистые, или обрезные, доски имеют все углы прямые и получают распиловкой бруса (фиг. 36, б).

Получистые, или необрезные, доски получают путем распиловки бревен и не имеют прямых углов (фиг. 36, в). Крайние доски, имеющие одну сторону криволинейного очертания, называют горбылями. Различают также полуобрезные доски, у которых два угла прямые, два других — с обливнами (фиг. 36, г).



Фиг. 36. Сортамент досок.

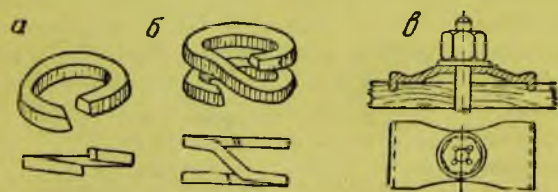
твоять требованиям общесоюзного стандарта (ОСТ) для принятой в проекте марки леса.

В деревянных мостах может применяться пиленный и круглый материал марок 0, 1 и 2. При этом для круглого леса марки 0, 1 и 2 соответствуют 1-му, 2-му и 3-му сортам леса. Для пиленного леса марки 0, 1 и 2 соответствуют отборному, 1-му и 2-му сортам леса.

Металлические элементы и крепления

Металл в деревянных мостах применяется преимущественно для различного рода креплений (болтов, гвоздей, хомутов и других поковок) и реже для основных элементов пролетных строений (например, тяжи в фермах системы Гау). В качестве металла, применяемого в мостах, употребляется сталь, которая должна удовлетворять общим требованиям, предъявляемым к этому материалу в инженерных сооружениях.

Для ответственных металлических частей деревянных мостов (тяжей и накладок фермы Гау, стяжек шпренгельных балок и т. д.) сталь должна быть марки СТ-3. Для нерабочих (конструктивных) элементов допускается применение торговой (немаркированной) стали. Сталь, применяемая для металлических элементов деревянных ферм,



Фиг. 37. Пружинящие кольца и подкладки для болтов.

должна быть тщательно очищена от ржавчины стальными щетками и затем покрыта олифой.

Наиболее часто в деревянных мостах применяются следующие металлические крепления.

Болты. Болт состоит из стержня с нарезкой на одном конце и головкой на другом, гайки и шайбы. Стержень болта имеет круглое сечение с острой треугольной нарезкой и шестигранной или четырехгранной головкой. Чтобы при натяжении болта гайка не вминалась в дерево, под нее необходимо подкладывать металлическую (круглую или прямоугольную) шайбу. Под головки толстых болтов также следует подкладывать шайбы. В деревянных мостах обычно применяются болты диаметром от 1,6 до 2,5 см.

Вследствие усушки дерева и сотрясаний от действия временной нагрузки возможно ослабление гаек болтов. Поэтому их приходится периодически (два раза в год) подтягивать.

Иногда для предупреждения ослабления болтов между гайкой и шайбой прокладывают пружинящие кольца (фиг. 37, а и б) или прокладки (фиг. 37, в). При сборке деревянной конструкции болты натягиваются настолько, чтобы кольца были полностью сжаты; тогда при усушке дерева кольцо расправляется и натяжение болта сохраняется.

Скобы представляют собой куски круглого или полосового железа с отогнутыми и заостренными концами. Длина скоб обычно равна 20—30 см, отогнутых концов 5—8 см, толщина 8—12 мм. Концы скоб иногда делают завершенными. Скобы обычно применяются как дополнительные скрепления в сопряжениях мостов простейших типов.

Гвозди для соединения элементов деревянных мостов применяют проволоочные и кузнечные. В мостах простейших типов, а также для второстепенных элементов пролетных строений применяют кованые кузнечные гвозди. Для улучшения связи с деревом гвозди часто делают завершенными. Проволоочные гвозди применяют для сопряжений элементов дощатых ферм.

Кроме перечисленных выше типов металлических скреплений, в деревянных мостах применяется ряд более сложных металлических деталей (накладок, кольцевых вкладышей, хомутных соединений и др.), подробно описанных в дальнейшем при разборе соответствующих систем пролетных строений мостов.

Основные характеристики дерева как строительного материала

Одна из основных особенностей дерева это — неоднородность строения, зависящая от условий его роста и развития. Вследствие этого строительные качества дерева весьма различны не только для разных стволов, но даже и для одного и того же ствола в различных его участках. В частности, механические качества дерева неодинаковы в различных направлениях; при этом отдельные неправильности в развитии дерева, нарушающие его структуру, могут оказывать существенное влияние на механические качества дерева.

Свойства древесины и ее механические качества сильно зависят от влажности, т. е. процентного содержания влаги в древесине.

Процент влажности древесины выражается формулой:

$$k = \frac{Q_1 - Q_2}{Q_2} \cdot 100,$$

где: Q_1 — первоначальный вес древесины,

Q_2 — вес ее после высушивания при 100°С до постоянного веса.

В свежесрубленном дереве обычно содержится от 50 до 70% влаги по весу.

При длительном нахождении древесины на открытом воздухе она постепенно приобретает постоянную влажность и называется воздушно-сухой.

В строительных конструкциях различают древесину следующих степеней влажности: воздушно-сухая древесина с влажностью менее

18%;

полусухая древесина с влажностью от 18 до

23%;

сырая древесина с влажностью более 23%.

Лесной материал, применяемый для деревянных мостов, может быть, как правило, полусухим. В случае применения воздушно-сухого леса допускаемые напряжения при расчете должны быть повышены в соответствии с требованиями Т. У. Для элементов конструкции, всегда находящихся в воде (сваи и др.), может применяться сырой лес.

С увеличением влажности понижаются механические свойства дерева. Лесной материал, применяемый для деревянных мостов, при влажности 15% по Т. У. должен обладать прочностью не ниже величин, приведенных в табл. 10.

Приведение прочности древесины, обладающей иной влажностью (в пределах до 23%), к прочности, соответствующей влажности 15%, может быть произведено по формуле:

$$R_{15} = R_k [1 + a(k - 15)],$$

где: R_{15} — прочность дерева, приведенная к влажности древесины в 15%;

R_k — прочность дерева, имеющего влажность k ;

Таблица 10

Величины основного временного сопротивления дерева

Порода леса	Временное сопротивление, кг/см ²		
	сжатию	изгибу	скалыванию вдоль волокон
Сосна . . .	350	600	60
Дуб	450	800	90

α — коэффициент; для сжатия $\alpha = 0,04$, для изгиба и скалывания $\alpha = 0,03$.

С изменением влажности меняется и объемный вес дерева.

Зависимость объемного веса древесины сосны и дуба от влажности характеризуется данными табл. 11.

Влажность дерева оказывает также влияние на его модуль упругости. Зависимость модуля упругости сосны от процента влажности k и объемного веса древесины γ_{15} , соответствующего влажности 15%, может быть выражена следующими формулами:

на растяжение:

$$E_{\text{раст}} = 100 [(91\gamma_{15} - 26)(50 - k) + 800],$$

на сжатие:

$$E_{\text{сжат}} = 100 [(81\gamma_{15} - 23)(50 - k) + 740],$$

причем отношение

$$\frac{E_{\text{раст}}}{E_{\text{сжат}}} \approx 1,1.$$

Как видно из этих формул, модуль упругости дерева уменьшается с увеличением влажности и возрастает с увеличением плотности (объемного веса) древесины.

При расчете деревянных мостов и других инженерных сооружений модуль упругости древесины обычно принимают одинаковым как для растяжения, так и для сжатия и изгиба дерева:

для воздушно-сухого леса $E = 100\,000$ кг/см²,

для полусухого леса $E = 90\,000$ кг/см²,

для сырого леса $E = 70\,000$ кг/см².

При высыхании до воздушно-сухого состояния древесина уменьшается в размерах, давая усушку. При увеличении влажности дерева происходит обратное явление, называемое разбуханием.



Фиг. 38. Коробление досок при усушке.

При высыхании до воздушно-сухого состояния величина усушки в процентах выражается следующими средними цифрами:

вдоль волокон 0,1—0,2%,

поперек волокон в радиальном направлении 3—5%,

в тангенциальном направлении 6—10%.

Таким образом, усушка дерева вдоль волокон незначительна, наибольшая же усушка происходит в тангенциальном направлении по годичным кольцам.

Вследствие разной усушки древесины в радиальном и тангенциальном направлениях, а также неравномерности высыхания лесного материала, возникает коробление и растрескивание дерева. Коробление особенно сильно проявляется в тонком лесном материале, например, в досках; при этом коробление досок происходит в сторону выпуклости годичных слоев дерева (фиг. 38).

При изменении температуры дерево изменяет свой объем, причем коэффициент линейного расширения древесины (на 1° C) составляет:

вдоль волокон $\alpha = 0,000002—0,000010$,

поперек волокон $\alpha = 0,00003—0,00006$.

Как указывалось выше, механические свойства дерева зависят от его породы, строения древесины, влажности, плотности и других факторов. Вследствие значительных различий в плотности и строении древесины даже для одной и той же породы леса механические характеристики дерева колеблются в довольно широких пределах. Наиболее устойчивая характеристика механических качеств дерева, меньше всего зависящая от случайных влияний неоднородности его строения, это — временное сопротивление дерева на сжатие и на изгиб. Поэтому для выяснения механических качеств дерева обычно пользуются испытанием деревянных кубиков на сжатие или брусоч-

ков на поперечный изгиб. Для получения надежных результатов следует производить возможно большее число испытаний.

Механические свойства (временное сопротивление) дерева при различных родах воздействия усилий могут быть, примерно, охарактеризованы цифрами (в долях временного сопротивления дерева на растяжение волокон), приведенными в табл. 12¹.

Механические свойства дерева

Т а б л и ц а 12

Растяжение		Сжатие		Изгиб	Скалывание	Срез
вдоль волокон	перпендикулярно волокнам	вдоль волокон	перпендикулярно волокнам			
1	1/9—1/30	1/2—1/3	1/6—1/20	3/4	1/14—1/20	1/3—1/4

§ 8. Исторический очерк развития строительства деревянных мостов

Человек издавна пользовался для перехода через различные препятствия (реки, пропасти и др.) мостами примитивных типов. Ствол дерева, перекинутый с берега на берег (фиг. 39), служивший для перехода через небольшие препятствия, был простейшим типом балочного моста. Сплетенный из ветвей деревьев висячий переход через более широкое препятствие (фиг. 40) являлся примитивным



Фиг. 39. Простейший деревянный мост из ствола дерева.



Фиг. 40. Примитивный висячий мост.

типом висячего моста. Такого рода примитивные мосты можно и теперь встретить в глухих углах земного шара, в местах, еще мало затронутых культурой.

Однако, и более совершенные по своему устройству мосты начали применяться еще в глубокой древности. В документах древней истории встречаются частые упоминания о мостах, доказывающие, что мостостроение было развито в древнем Риме, Греции и других странах Европы. О древних мостах, построенных более 2000 лет назад, до нас дошли лишь скудные сведения.

Одним из древнейших мостов был мост через р. Евфрат в Вавилоне, соединявший две половины города. По описаниям древних историков, мост имел в длину более 1000 футов (305 м), в ширину 20 футов (6,1 м), расстояние между опорами около 12 футов (3,7 м). Мост был построен из отесанных кипарисовых и кедровых балок, покрытых настилом из пальмовых брусьев. Опоры моста были каменные. На

¹ Таблица заимствована из статьи проф. Е. И. Савкова в справочнике „Деревянные конструкции“ Промстройпроекта. ОНТИ, 1937.

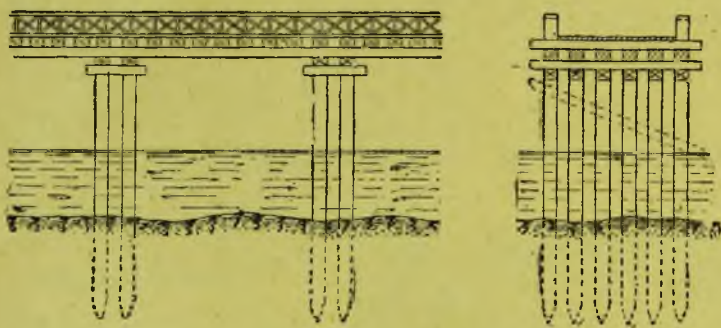
ночь два или три пролета моста разбирались. Для постройки опор моста русло реки было отведено в сторону. Время постройки моста относят к периоду 625—1200 г. до начала нашей эры. Следов этого моста не сохранилось, время и место его сооружения не могут быть точно установлены.

Наиболее искусными древними мостостроителями были римляне, строившие военные дороги и переправы с большим умением.

Одним из древних мостов, построенных римлянами, о котором до нас дошли более определенные сведения, был мост через р. Тибр в Риме, у подножия горы Авентин (фиг. 41).

Построенный в период между 614—638 гг. до начала нашей эры, мост этот характерен полным отсутствием железных креплений, опоры моста были свайные, отчего мост получил название „Pont sublicius“ (sublica — свая). Сваи соединялись насадками, на которых укладывались по две поперечные балки, поддерживавшие шесть прогонов. На прогонах лежали поперечины, поверх которых был уложен деревянный настил.

Конструкция этого моста имеет много общего с современными мостами и, повидимому, мосты этого типа имели распространение в древнем Риме.



Фиг. 41. Мост через р. Тибр в Риме (630 г. до нашей эры).

Устройство мостов через большие и многоводные реки в глубокой древности, когда человек не имел в своем распоряжении достаточно развитой техники, представляло огромные трудности. Наибольшие трудности представляла постройка опор, так как способы возведения кладки ниже уровня воды, хотя и были известны еще в древности, но требовали преодоления чрезвычайных трудностей. Для сооружения опор часто отводили реки в новое искусственно вырытое русло. Римляне пользовались для постройки мостовых опор непроницаемыми понтонными ящиками, погружавшимися на дно.

Однако, на многоводных реках, особенно при быстром течении, постройка мостовых опор оказывалась невозможной, и единственным средством для переправы были плоты, лодки и корабли, служившие также опорами для пловучих мостов. Достоверные исторические данные свидетельствуют о том, что сооружение мостов на пловучих опорах через большие реки было распространено в глубокой древности. При этом наплавные мосты широко применялись в специфических военных условиях для быстрой переброски войск через большие водные препятствия. Так, например, персидские летописи указывают, что царь Кир (558—529 г. до нашей эры) строил понтонные мосты на наполненных воздухом мешках из толстой кожи.

Дарий при походе против скифов перевел в 513 г. до нашей эры по понтонным мостам семисоттысячное войско через Босфор и Дунай.

В 481 г. до нашей эры персидский царь Ксеркс построил переправу через Геллеспонт в Херсонесе (ныне Дарданеллы) длиной около 1 км, на лодках, связанных льяными канатами и укрепленных якорями.

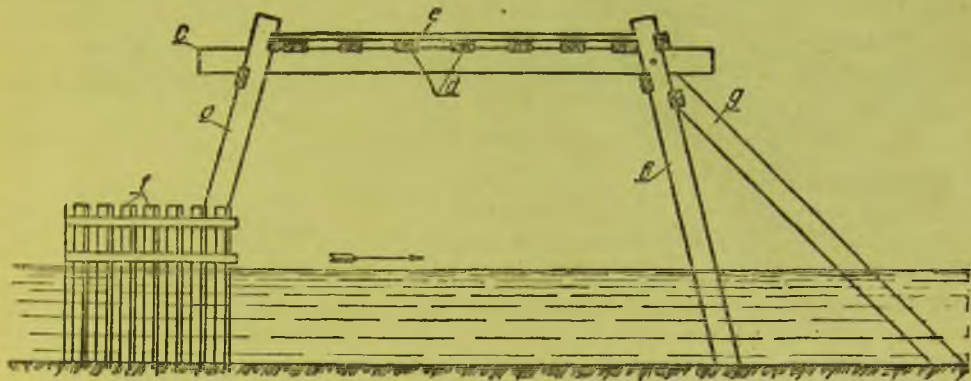
При отступлении из Персии в 400 г. до нашей эры греки перешли через р. Тигр по пловучему мосту, устроенному на судах.

Александр Македонский при своих походах пользовался для переправы через реки разборными лодками, из которых устраивались мосты.

Древнеримские источники указывают, что римляне пользовались для переправ пловучими мостами на бочках. Устройство пловучих мостов было известно в древние времена и китайцам, строившим мосты на лодках, связанных железными цепями.

Древнее мостостроение достигло наибольшего развития в период расцвета Римской империи; многочисленные деревянные мосты были построены римскими легионерами во время походов в другие страны, о чем свидетельствуют остатки древних мостов, найденные в различных местах Германии, Франции и Англии.

Из мостов, описания которых дошли до наших дней, заслуживают внимания древние римские мосты Цезаря и Траяна.



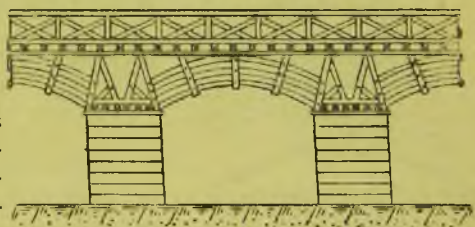
Фиг. 42. Мост Юлия Цезаря (56 г. до нашей эры) через Рейн (поперечное сечение).

Во время преследования Юлием Цезарем германских племен (около 56 г. до нашей эры) им был в 10 дней построен мост через р. Рейн для переправы войск. Мост этот имел следующее устройство (фиг. 42). Сваи *a* толщиной $1\frac{1}{2}$ фута, соединенные попарно, подвозились на плотках и наклонно забивались в дно реки. Другая пара свай *b*, забитая с наклоном в противоположную сторону на расстоянии 40 футов ниже по течению, соединялась с первой поверх брусом с толщиной 2 фута. Концы брусков помещались между сваями и были связаны с ними болтами. Поверх этих брусков укладывались прогоны *d* и настил *e*.

Против подмыва свайных опор и для защиты их от повреждения плавающими бревнами и плотами был устроен с верхней стороны забор *f* из коротких свай, имевший в плане вид треугольника, а с низовой стороны — добавочные упорные сваи *g*.

В 104 г. при походе Траяна против даков знаменитый строитель Апполодор Дамасский построил замечательный мост через р. Дунай. Конструкция этого моста изображена на фиг. 43 (модель — репродукция).

Мост этот, по дошедшим до нас сведениям, имел 20 каменных опор высотой 150 футов (46 м) и шириной 60 футов (18,3 м) с пролетами между ними по 170 футов (52 м). Пролеты были перекрыты деревянными арками, составленными из трех рядов брусков. Косяки арок были зажаты между парными радиальными схватками. Пяты арок упирались в деревянные опорные части в виде козел, надстроенных над каменными быками. Эти упорные козлы вместе с арками поддерживали главные прогоны, поверх которых лежали поперечины с дощатым настилом. Мост этот является, видимо, первым примером применения дерева для постройки арок.



Фиг. 43. Мост Траяна через Дунай (104 г.).

Остатки 13 каменных быков этого моста сохранились до сих пор в Венгрии близ Башели.

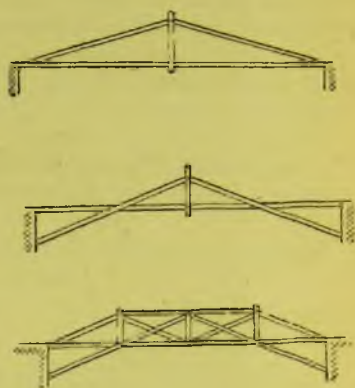
С падением Римской империи (460 г.) и до X века в Европе вследствие переселения народов и постоянных войн искусство, наука и техника, в том числе и мостостроение, находились в полном застое.

Новый подъем техники снова наблюдается в конце периода средних веков. Однако, в это время дерево, как строительный материал для мостов, отошло на второй план, уступив место камню. Поэтому средние века не дали новых достижений в строительстве деревянных мостов. До нас дошли лишь немногочисленные сведения о построенных в этот период деревянных мостах.

Основным видом военных мостов в средние века, повидимому, были понтонные мосты (фиг. 44), но применялись также и мосты на свайных и козловых опорах. Из



Фиг. 44. Средневековый военный понтонный мост (XVI век).

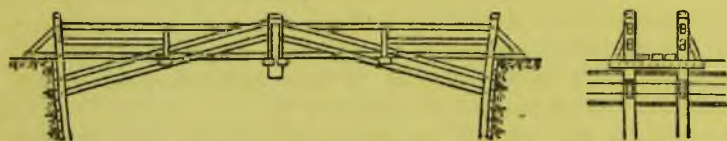


Фиг. 45. Схемы мостов малых пролетов системы Палладио.

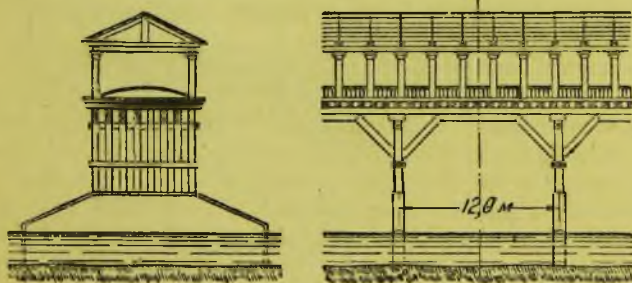
военных мостов этого периода заслуживает внимания мост через р. Шельду, построенный в 1584 г. испанским полководцем Альба во время войны против Нидерландов. Мост этот по конструкции был сходен с римскими свайными мостами.

Значительным стимулом для подъема дорожного строительства и мостостроения явилось развитие торгово-промышленного капитала.

Большой шаг вперед сделала техника деревянного мостостроения в XVI в. трудами известного итальянского строителя Палладио (1518—1580 гг.). Будучи искусным



Фиг. 46. Мост шпренгельной системы, построенный Палладио.



Фиг. 47. Мост через р. Бренто у Бассано, построенный Палладио в XVI веке.

строителем, Палладио путем обдуманного выбора схемы своих мостов придавал им наиболее простую и рациональную конструкцию. Для перекрытия небольших пролетов Палладио были впервые приме-

нены простейшие шпренгельные системы (фиг. 45), аналогичные современным стропильным конструкциям. Конструкция моста такого типа приведена на фиг. 46.

При постройке моста через р. Бренто у Бассано, в Италии, Палладио впервые применил широко распространенную в современном мостостроении ригельно-подкосную систему (фиг. 47). Мост этот длиной 60 м имел пять пролетов по 12 м.

Пролетные строения были покрыты крышей для защиты от дождя.

Для перекрытия больших пролетов Палладио применял мосты с решетчатыми фермами, аналогичными применяемым и в настоящее время.

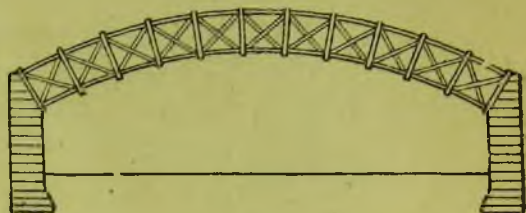
Один из наиболее интересных примеров деревянных мостов с решетчатыми фермами, построенных Палладио, изображен на фиг. 48. Фермы этого моста имеют параллельные пояса, схваченные вертикальными деревянными стойками, работающими на растяжение, и восходящие раскосы, работающие на сжатие.

На фиг. 49 изображена арочная ферма, запроектированная Палладио для моста через р. Сену близ Севра.

После блестящих, с технической точки зрения, мостов Палладио в строительстве деревянных мостов долгое время не наблюдалось дальнейшего прогресса. Наиболее рациональные по схеме решетчатые фермы Палладио не нашли себе применения из-за трудности сопряжения деревянных элементов, работающих попеременно на сжатие и растяжение, а также из-за отсутствия способов расчета этих систем. Применявшиеся конструкции страдали чрезвычайной сложностью схем, представлявших обычно комби-



Фиг. 48. Решетчатая деревянная ферма Палладио.



Фиг. 49. Арочная ферма Палладио.

нацию различных систем и требовавших огромной затраты лесного материала. К числу таких сооружений относятся мосты, построенные французским инж. Файолэ (Fayolles) в начале XVIII в. (фиг. 50). Схема *а* представляет комбинацию арочной и шпренгельной систем с радиальными схватками и диагоналями; схема *б* — шпренгельную балку, подпертую на концах подбалками с подкосами. Мосты первого типа Файолэ применял при пролетах до 42 м, второго типа — до 20 м.

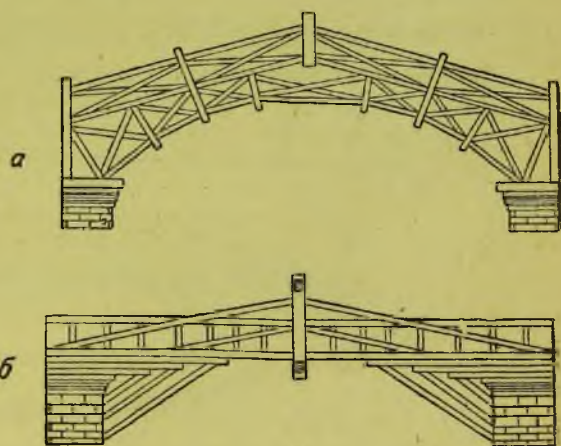
Дальнейшему развитию техники строительства деревянных мостов, в особенности в применении дерева для перекрытия больших пролетов, сильно способствовали во второй половине XVIII в. швейцарские плотники-самоучки братья Грубенман из Тейффена (Teuffen). Они возвели ряд крупнейших деревянных мостов с пролетами, возбуждавшими удивление смелостью и изобретательностью строителей и не превзойденными и современным деревянным мостостроением. Мосты братьев Грубенман представляли фермы подвесной системы с двумя мощными поясами из брусьев, сплоченных при помощи зубьев и болтов, и ряда подкосных шпренгелей, осуществлявших связь между поясами и передачу нагрузки на опоры.

Первый построенный Иоанном-Ульрихом Грубенманом в 1757 г. мост через реку Лиммат в Цюрихе изображен на фиг. 51. Отверстие моста равнялось 39 м. Нижний пояс моста состоял из трех брусьев с подбалками, верхний пояс — из двух брусьев, связанных зубьями и болтами. Оба пояса были связаны восемью стойками и рядом шпренгелей, из которых средние имели самостоятельные распорки — ригели. Ширина моста равнялась 5,85 м.

Мост был покрыт сверху крышей, а по бокам закрыт обшивкой, предохраняющей его сложную конструкцию от загнивания под действием атмосферных влияний.

Аналогичной конструкции мост с пролетами 52 и 59 м был построен тем же Грубенманом через р. Рейн в Шафгаузене в 1757 г. Мост этот был также защищен крышей и, несмотря на интенсивное движение по нему, просуществовал 42 года, не требуя почти никакого ремонта.

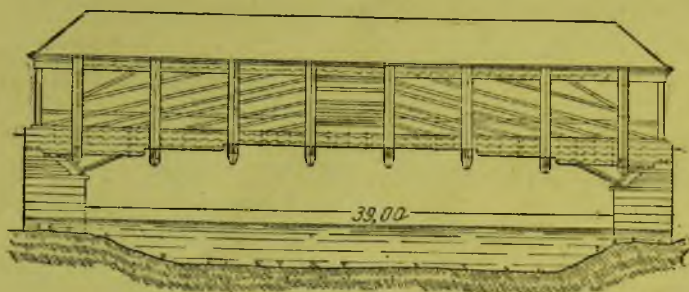
Поощренный достигнутыми успехами, Иоанн-Ульрих Грубенман совместно со своим братом Иоанном Грубенманом построил в 1778 г. через р. Лиммат близ аббатства



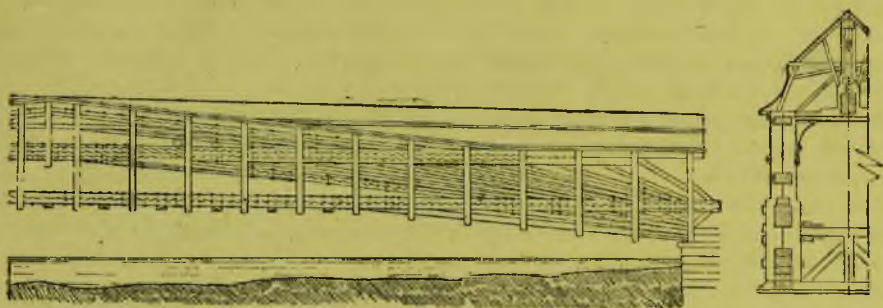
Фиг. 50. Мосты системы Файолэ.

Веттинген (Швейцария) деревянный мост отверстием 119 м, до сих пор не превзойденный по пролету.

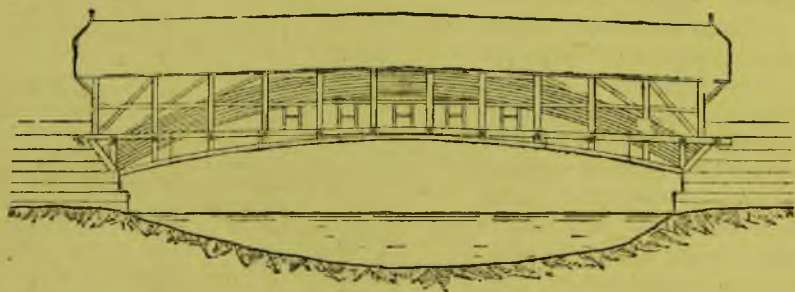
Конструкция этого моста, изображенная в фасаде и поперечном разрезе на фиг. 52, аналогична описанному выше мосту через р. Лиммат в Цюрихе. Нижний пояс ферм был составлен из двойного бруса, верхний пояс постепенно утолщался к середине пролета. Число подкосов в каждой половине моста равнялось 10; мост был разделен



Фиг. 51. Мост через р. Лиммат в Цюрихе, построенный Грубенманом в 1757 г.



Фиг. 52. Мост отверстием 119 м через р. Лиммат у Веттингена (Швейцария), построенный братьями Грубенман в 1778 г.



Фиг. 53. Мост через р. Рейс в Меллингене (Швейцария), построенный Риттером.

стойками на 23 панели. Для уменьшения сжимающих усилий в средней части верхнего пояса была устроена подвесная конструкция, облегчающая его работу. Мост этот также был покрыт крышей и обшит с боков досками.

По системе Грубенмана в 1808 г. в Галиции Гросс построил мост отверстием 101 м.

Конец XVIII и начало XIX вв. характерны для строительства деревянных мостов применением арочной системы, заимствованной у широко распространенных в этот период каменных мостов.

Арочные деревянные мосты наиболее часто делали из гнутых или обтесанных по кривой деревянных брусьев, а в дальнейшем и из гнутых досок. Опоры этих мостов устраивали каменные.

Первые арочные мосты были построены швейцарским плотником Иосифом Риттером через р. Кандель в кантоне Бери, пролетом 51 м, и через р. Рейс в Меллингене (Швейцария) отверстием 48 м. Конструкция последнего приведена на фиг. 53. Проезжая часть этого моста была подвешена к двум деревянным аркам с подъемом $\frac{1}{6}$, состоящим каждая из 6 сосновых брусьев сечением 12 дюймов в квадрате, расположенных один на другом. Под проезжей частью была устроена дополнительная более пологая поддерживающая арка. Мост был покрыт крышей и обшит досками.



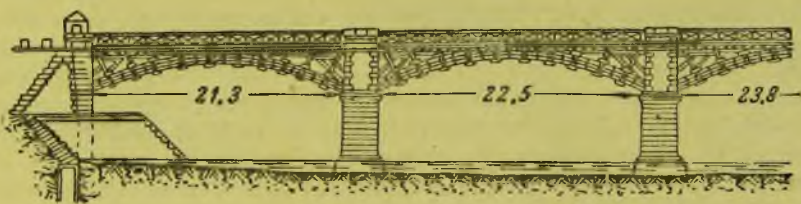
Фиг. 54. Проект моста через р. Неву, разработанный Кулибиным (1776 г.).

В 1776 г. русский механик-самоучка Кулибин предложил построить грандиозный однопролетный деревянный арочный мост пролетом около 300 м через р. Неву в Петербурге и разработал проект этого моста (фиг. 54). Мост этот, однако, не был осуществлен вследствие сложности конструкции и трудности производства работ.

Арочные мосты небольших пролетов, 20—35 м, были построены в большом количестве во Франции в начале XIX в., однако в них не видно каких-либо новых усовершенствований ни в схемах, ни в деталях конструкции.

Эти мосты в большинстве случаев имели арки, составленные из деревянных брусьев, к которым подвешивалась или опиралась сверху проезжая часть.

Как пример, на фиг. 55 приведена схема деревянного арочного моста, построенного в 1828 г. через р. Сену в Ivry, близ Парижа. Мост имел пять пролетов величиной от 21,3 до 23,8 м. В каждом пролетном строении было семь арок из тройных брусьев. Опоры моста были каменные. Вследствие тщательного выполнения и рациональной конструкции мост в Ivry просуществовал 53 года и только в 1881 г. был заменен металлическим.



Фиг. 55. Мост в Ivry через р. Сену (1828 г.).

Наиболее талантливым и смелым строителем арочных мостов в начале XIX в. был баварец Вибекинг.

Проделав опыты над выгибом деревянных элементов, Вибекинг пришел к заключению, что, не прибегая к пропариванию, свежесрубленному смолистому дереву можно придавать выгиб со стрелой от $\frac{1}{30}$ до $\frac{1}{20}$ без заметной потери деревом прочности. Основываясь на результатах своих опытов, Вибекинг построил в Германии ряд деревянных арочных мостов пролетами от 30 до 55 м, пологость которых не превышала величин, определенных им опытным путем.

На фиг. 56 представлен один из арочных мостов Вибекинга, построенный через р. Некар в Штутгарте. Мост отверстием 19,5 м имел арки, составленные из тройных

брусев, соединенных зубьями и болтами. Балки, поддерживающие проезжую часть, были подвешены к аркам при помощи вертикальных деревянных стоек, а у опор соединены непосредственно с арками.

Сложность сопряжений и большое число врубок заставляли Вибекинга предохранять мосты от атмосферных воздействий устройством обшивки и крыши.

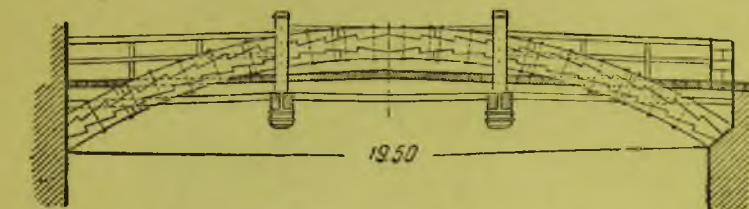
В дальнейшем Вибекинг несколько изменил конструкцию своих мостов, заменив применявшееся сплачивание брусев при помощи зубьев более простым соединением шпонками. Переход к новой форме соединения деревянных частей был, вероятно, вызван стремлением упростить постройку мостов, а также предотвратить быстрое

загнивание, которому подвержена сложная и обильная врубками конструкция на зубьях.

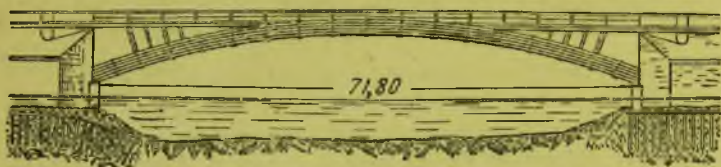
Примером одного из крупнейших по пролету мостов Вибекинга может служить мост пролетом 71,8 м и стрелой подъема 5,1 м через р. Регниц (Regnitz) в Бамберге (фиг. 57), построенный в 1809 г. В этом мосту арки, поддерживающие проезжую часть, составлены из брусев, связанных шпонками и болтами.

Вибекинг не остановился на этих пролетах и разработал проект деревянного арочного моста отверстием 83 м и предполагал даже построить мост пролетом 175 м. Однако, оба эти проекта не были осуществлены.

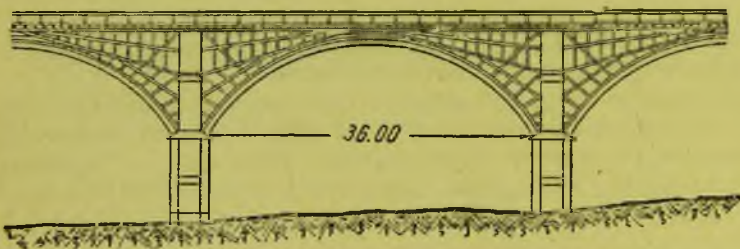
Мосты Вибекинга не получили большого распространения из-за того, что свежесрубленное дерево, подвергнутое, кроме того, выгибанию,



Фиг. 56. Арочный мост через р. Некар, построенный Вибекингом (начало XIX в.).



Фиг. 57. Мост через р. Регниц, построенный Вибекингом в 1809 г.



Фиг. 58. Виадук Виллингтон-Диин (Willington-Dean) с дощатыми арками.

плохо сопротивлялось атмосферным влияниям. В дальнейшем при строительстве деревянных арочных мостов начали применять арки из толстых досок ввиду того, что выгиб оказывает на доски значительно меньшее действие, чем на брусья.

Примером моста с дощатыми арками является виадук Виллингтон-Диин (Willington-Dean) близ Ньюкестля (Англия), имевший семь пролетов величиной от 35 до 41 м (фиг. 58). Арки его были образованы каждая из 15 досок толщиной по 7,5 см. Надарочное строение, служившее для поддержания проезжей части, представляло собой сквозную деревянную конструкцию, составленную из стоек и схваток.

Другой интересный мост с дощатыми арками и ездой понизу был построен в 1804 г. Веривагом (Wernwag) через р. Делавар в Трентоне, близ Филадельфии (фиг. 59).

Арки моста пролетом до 62 м составлены из толстых выгнутых досок, к которым на железных тросах подвешена проезжая часть. Для большей жесткости моста между аркой и проезжей частью были включены диагонали из твердого дерева. Пролетные строения были защищены от атмосферных влияний крышей и обшивкой.

Мост этот прослужил 40 лет, после чего был усилен и использован для пропуска железной дороги. Ко времени замены его в 1874 г. металлическим мостом деревянные элементы были еще в полной сохранности.

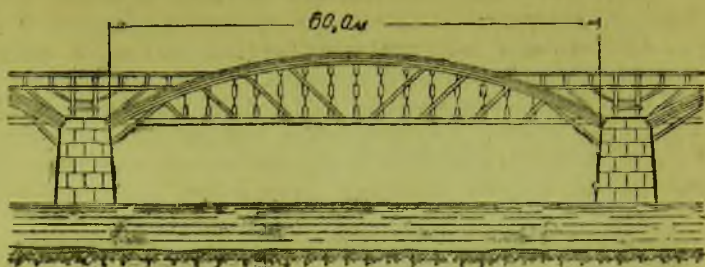
Арочная система, усиленная подкосами, получила в начале XIX в. дальнейшее распространение в США под названием системы Бурр (Burr).

Характерным примером этой системы может служить мост, представленный на фиг. 60, построенный в 1832—1834 гг. Мост этот имел 23 пролета по 43 м.

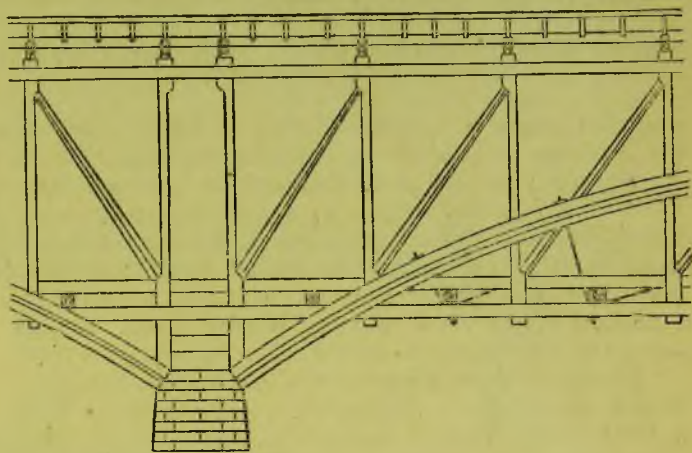
Из наиболее значительных по пролету деревянных мостов с дощатыми арками заслуживает упоминания мост через ущелье Каскад-Глиин (Cascade-Gleen) в США (фиг. 61), построенный в 1848—1849 гг. инженерами Браун и Адам (Brown и Adam). Отверстие моста, равное 84 м, перекрыто деревянными решетчатыми арочными фермами со стрелой подъема 13,4 м. Высота арочных ферм у пят 5,6 м, в середине — 4,6 м; пояса арочных ферм составлены из толстых досок; толщина поясов изменяется от 0,75 м в середине до 1,5 м у пят.

Для уменьшения воздействия арочных мостов на опоры американский инженер Лейве (Laves) первый применил арки с деревянной затяжкой, расположенной в уровне пят или несколько повышенной. Лейве построил также мосты с уравновешенным распором, составленные из двух арок (прямой и опрокинутой), соединенных между собой вертикальными и диагональными элементами.

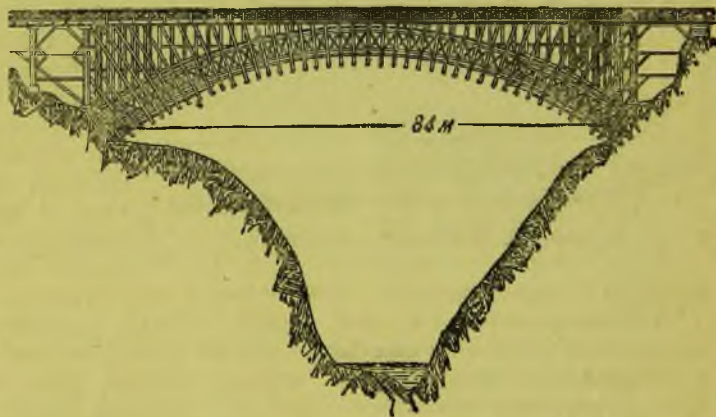
Один из крупнейших арочных мостов был построен инж. Вернваг в 1813 г. через р. Шуйлкилл (Schuylkill) в Филадельфии (фиг. 62).



Фиг. 59. Мост через р. Делавар в Трентоне, близ Филадельфии (1804 г.).



Фиг. 60. Мост системы Бурр (1832—1834 гг.).



Фиг. 61. Мост через ущелье Каскад-Глиин (Cascade Gleen) в США.



Фиг. 62. Мост пролетом 104 м через р. Шуйлкилл (Schuylkill) в Филадельфии (1813 г.).

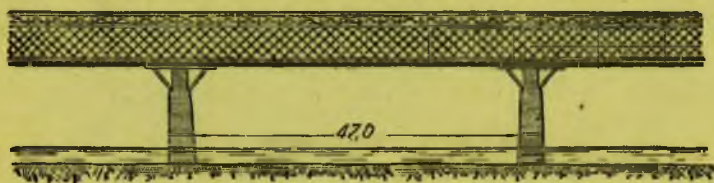
Мост этот пролетом 104 м и стрелой подъема 11,5 м был перекрыт арками из толстых деревянных брусев с решетчатой надарочной частью.

Интенсивное развитие американской техники в начале XIX в. выдвинуло в области мостостроения ряд новых проблем.

Географические условия США с ее широкими и многоводными реками требовали постройки мостов с минимальным числом опор и максимальной величиной пролетов. Вместе с тем обилие леса делало целесообразным широкое его применение для постройки мостов. Поэтому деревянное мостостроение в США быстро пошло по

пути изыскания новых систем и конструкций, достигнув ряда существенных результатов.

Так как балочные мосты подвесных систем больших пролетов, применявшиеся в Европе, страдали чрезвычайной сложностью конструкций и громоздкостью, арочные же мосты при



Фиг. 63. Мост системы Тауна через р. St.-James River в Ричмонде, США (1837—1838 гг.).

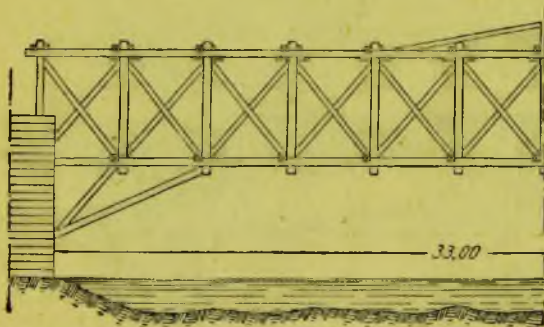
глубоких реках и высоких опорах не могли иметь применения, то американская мостовая техника пошла по пути изыскания новых систем балочных пролетных строений.

Первое решение этой задачи было дано нью-йоркским архитектором Тауном около 1835 г. Пролетные строения, предложенные Тауном, имели решетчатые фермы, составленные из досок. Фермы имели верхний и нижний дощатые пояса, между которыми была устроена решетка из двойного или тройного ряда досок. Доски скреплялись при помощи деревянных нагелей, имевших коничность для возможности их подбивки при усушке дерева. Фермы Тауна, требуя минимального количества леса, обладали максимальной легкостью и экономичностью.

Недостаток их заключался лишь в недолговечности досок, которые легко подвергались загниванию. Примером моста системы Тауна может служить построенный в 1837—1838 гг. мост через р. St.-James River в Ричмонде (Richmond), США (фиг. 63),

имевший 12 отверстий по 47 м. Высота ферм составляла 5,12 м; езда располагалась в уровне нижнего пояса.

Вслед за США фермы Тауна нашли себе применение в Западной Европе (в 60-х годах). Однако, вследствие недолговечности ферм Тауна, а также обнаружившейся недостаточной жесткости досок, составляющих конструкцию, при работе их на сжатие с продольным изгибом, применение их приостановилось. В дальнейшем фермы Тауна все же снова получили распространение и с несколько измененной и улучшенной кон-



Фиг. 64. Мост системы Лонга.

струкцией нашли широкое применение в мостостроении в России.

Одновременно с системой Тауна в США появился ряд мостов с решетчатыми фермами из брусев. Решетчатые фермы преобразовались из арочной системы Бурра, в которой арка была заменена верхним поясом, балки проезжей части — нижним поясом, а раскосы, служившие там для дополнительной жесткости, превратились в решетку ферм. Постепенно криволинейный верхний пояс был заменен более удобным прямым, и, таким образом, арочная система превратилась в решетчатую ферму с параллельными поясами, применявшуюся еще в XVI в. Палладио (см. фиг. 48), но не нашедшую в свое время должной оценки и не применявшуюся с тех пор в течение трехсот лет.

Из мостов с решетчатыми фермами, образованными из брусев, получили значительное распространение в США мосты системы Лонга (фиг. 64). Фермы Лонга состояли из двух параллельных поясов, связанных деревянными стойками и диагоналями. У опор концы ферм подпирались подкосами; в средней части верхнего пояса для

некоторой его разгрузки устанавливались наклонные бруссы в виде стропильных ног, связанные со средней стойкой.

Обладая сравнительно с фермами Тауна большей жесткостью и долговечностью, фермы Лонга применялись в 40-х годах XIX в. на железных дорогах в США.

С ростом нагрузок фермы Лонга оказались все же недостаточно жесткими. После ряда не давших положительных результатов попыток усиления их арками фермы эти перестали применяться.

Одно из слабых мест решетчатых ферм это — наличие в них растянутых элементов решетки, закрепление которых на концах



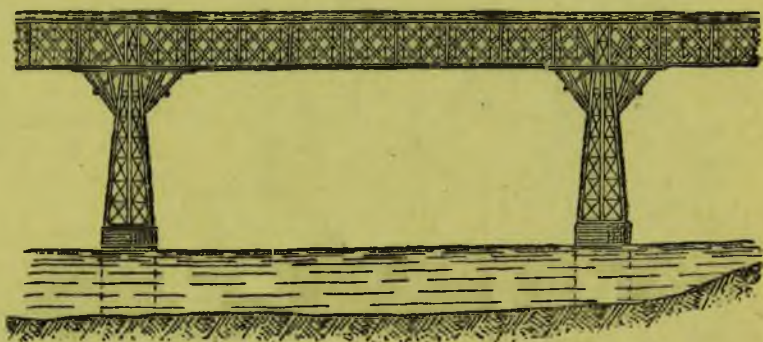
Фиг. 65. Ферма системы Гау.

всегда затруднительно, в особенности в мостах под тяжелую нагрузку. Поэтому предложенная в 40-х годах XIX в. американцем Гау система, в которой растянутые стойки были заменены металлическими тяжами, сразу получила широкое применение.

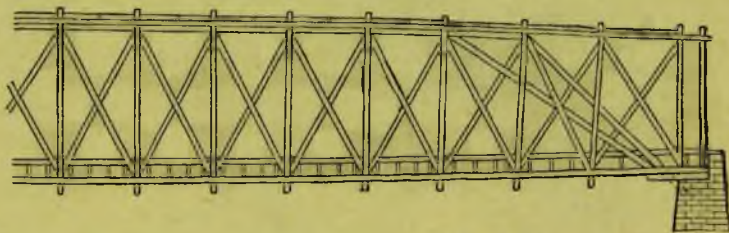
Фермы системы Гау имели деревянные пояса, связанные деревянными крестообразными раскосами и железными тяжами. Тяжи пропускались сквозь пояса и натягивались при помощи железных гаек. Благодаря такому устройству, а также начальному натяжению тяжей раскосы ферм Гау работали только на сжатие, что позволяло значительно упростить их сопряжение с поясами, упирая их в подушки из твердого дерева. Общий вид фермы Гау с ездой понизу приведен на фиг. 65.

Благодаря простоте конструкции, значительной жесткости и долговечности мосты системы Гау получили большое распространение как в США и Западной Европе, так и в России.

Из наиболее крупных по пролету мостов системы Гау заслуживают упоминания: мост через Чикаго (США) отверстием 53 м при ширине 5,5 м; мост через Connecticut у Springfield, имевший семь пролетов по 55 м; мост через р. Мсту на бывш. Николаевской ж.д. (Россия), построенный инж. Крутиковым в 1844 г. и имевший девять пролетов по 61 м (фиг. 66); двухпутный железнодорожный мост отверстием более 47 м через р. Саву в Австрии; мост в Bandon (Франция) отверстием 60 м.



Фиг. 66. Железнодорожный мост системы Гау через р. Мсту (1844 г.).



Фиг. 67. Решетчатая ферма системы Мак-Келлума (Mc-Callum).

Идеей Гау о начальном натяжении раскосов воспользовался Мак-Келлум (Mc-Callum), отказавшийся, однако, от металлических тяжей и заменивший их по образцу ферм Лонга деревянными стойками (фиг. 67).

Для придания раскосам начального сжатия Мак-Келлум при постройке ферм сначала собирал их без обратных диагоналей и загружал расчетной нагрузкой, после чего вставлялись обратные диагонали, которые при разгрузке ферм получали сжимающие усилия. Таким образом, Мак-Келлум достигал в своих фермах начального сжатия диагоналей в ненагруженном мосту, благодаря чему при максимальной нагрузке сжимающие усилия в главных диагоналях возрастали, а в обратных доходили до нуля.

Для мостов под легкую нагрузку на шоссе на дорогах при пролетах до 25 м нашла себе применение упрощенная система Виппля (Whipple), аналогичная фермам Гау, но без обратных раскосов (фиг. 68).

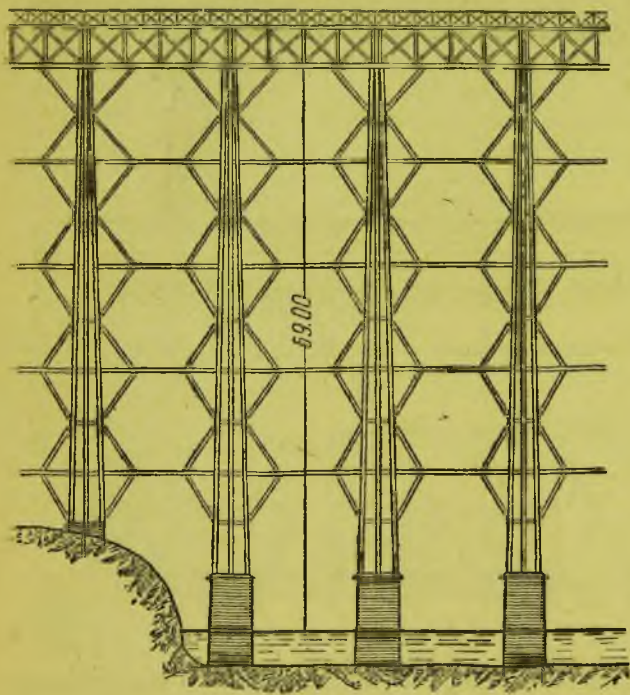
Мосты системы Гау имеют широкое применение и в настоящее время на железных и автомобильных дорогах. За исключением некоторых улучшений в конструктивных деталях современные мосты системы Гау мало отличаются от первых американских образцов.



Фиг. 68. Схема фермы Системы Виппля (Whipple).

Деревянные виадуки применялись в тех случаях, когда благодаря изобилию леса постройка деревянной мостовой конструкции была выгоднее постройки земляной насыпи. Значительная высота виадуков заставляла, для создания необходимой устойчивости сооружения, применять преимущественно балочную систему небольших пролетов.

Одним из наиболее замечательных по своим размерам сооружений был Portage-Viaduct, построенный в 1852 г. на железной дороге в США (фиг. 69). Длина его превышала 260 м, а высота была 69 м. Расстояние между осями опор составляло 15,25 м. Для создания необходимой жесткости опоры виадука были связаны несколькими ярусами связей. Виадук просуществовал 23 года и был уничтожен пожаром.



Фиг. 69. Виадук на железной дороге в США (1852 г.).

Из различных систем деревянных мостов наиболее частое применение в этот период получили: для небольших пролетов — различные типы подкосных мостов, для больших пролетов — арочные мосты и мосты с фермами Гау и Тауна.

Во второй половине XIX в. и в начале XX в. наблюдается усиленное применение металлических мостов. Поэтому техника постройки деревянных мостов за этот период дала мало нового.

Однако, большую роль деревянные мосты играли во время ряда европейских войн

в XIX и начале XX веков: Наполеоновские войны, франко-прусская война 1870—71 гг., первая мировая империалистическая война.

В этих войнах попрежнему большое значение имели понтонные мосты, служившие средством для быстрой переправы легких передовых войсковых частей.

Для более тяжелых военных нагрузок и массовой переправы воинских частей широко применялись деревянные мосты на свайных, рамных и козловых опорах.

Деревянные мосты имели также огромное значение как средство для временного восстановления полностью или частично разрушенных металлических и массивных мостов.

Вследствие приобретения железнодорожным транспортом большого значения в военной обстановке для постройки военных железных дорог и восстановления разрушенных на них мостов получили применение различные виды решетчатых пролетных строений, сборных и быстро изготавливаемых на месте систем.

Новый подъем в строительстве деревянных мостов в России возник уже после Октябрьской революции в связи с развитием социалистического строительства и реконструкцией транспорта СССР.

Характеристике мостов современного периода посвящено все последующее изложение.

§ 9. Основные системы современных деревянных мостов

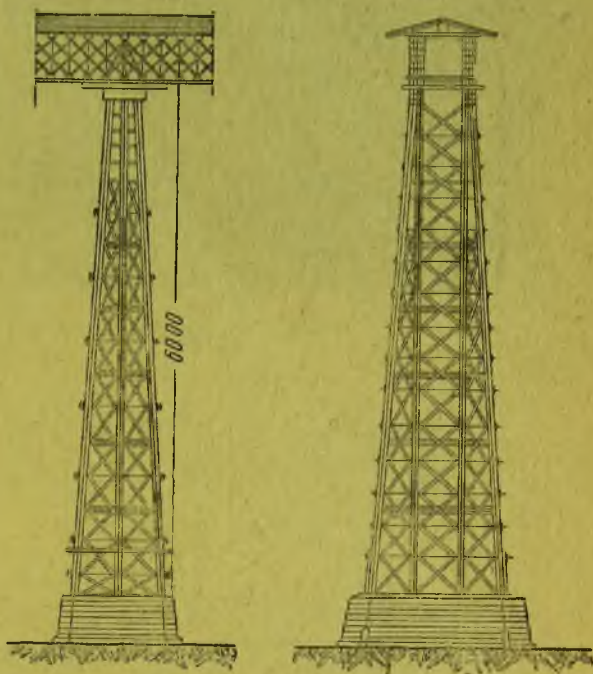
Различные типы современных деревянных мостов на автомобильных дорогах могут быть разделены на следующие основные:

- 1) простейшие балочные мосты,
- 2) подкосные мосты различных систем,
- 3) арочные мосты,
- 4) балочные мосты с решетчатыми фермами,
- 5) висячие мосты,
- 6) мосты комбинированных систем.

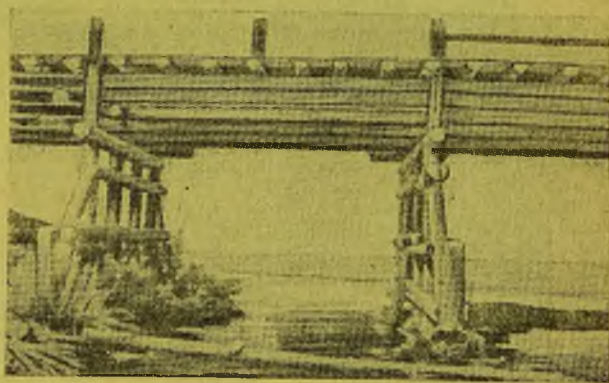
Выбор системы моста и характерные особенности его конструкции зависят от величины перекрываемых пролетов, высоты моста, интенсивности расчетной временной нагрузки и ряда других факторов.

Подавляющее большинство мостов на автомобильных дорогах как по числу, так и по протяженности, — это мосты малых отверстий, а следовательно, и малых пролетов. Трубы и мосты малых пролетов в среднем по своей протяженности составляют обычно не менее 80—90% общего протяжения искусственных сооружений.

Главная причина преобладания на автомобильных дорогах мостов малых пролетов заключается в большом числе пересекаемых мелких водотоков и суходолов и незначительной высоте насыпей в местах пересечений дорогами водотоков.



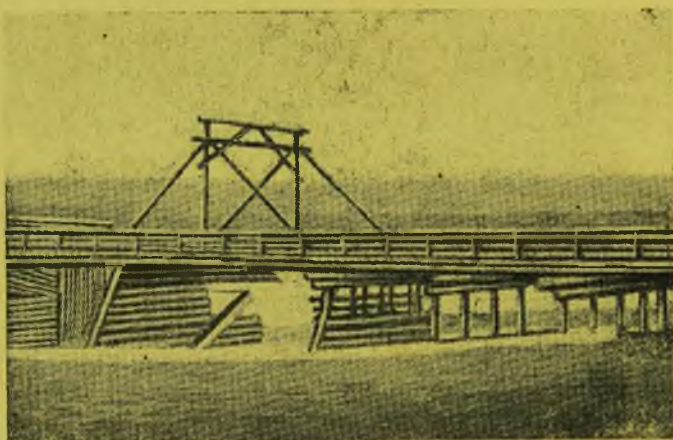
Фиг. 70. Виадук высотой 60 м на Южной железной дороге в Австрии.



Фиг. 71. Балочный мост через небольшую реку.



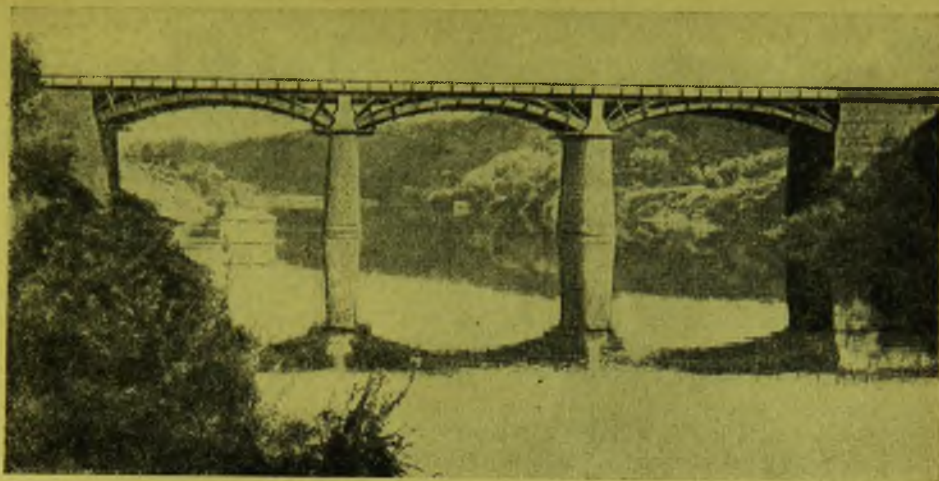
Фиг. 72. Мост простой подкосной системы.



Фиг. 73. Мост подвесной системы.



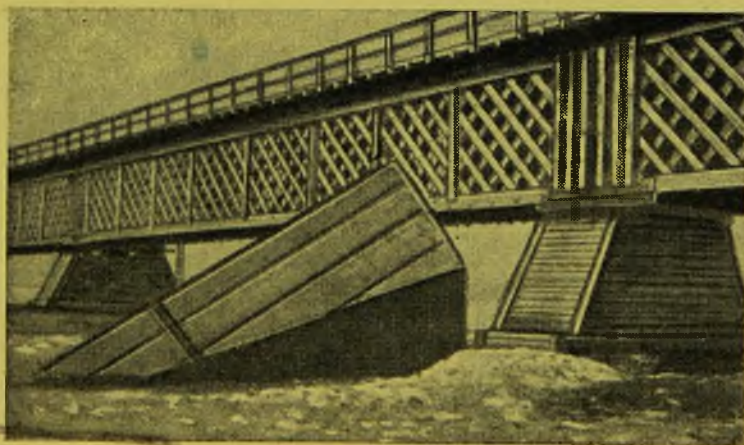
Фиг. 74. Мост арочно-подкосной системы.



Фиг. 75. Мост арочной системы.



Фиг. 76. Пролетное строение системы Гау с ездой понизу.



Фиг. 77. Мост системы Тауна с ездой поверху.

Простейшей системой деревянного моста, служащей для перекрытия малых пролетов (до 8—10 м), является простая балочная. Балочные мосты применяются наиболее часто для переходов через малые реки (фиг. 71). Однако, бывают случаи применения балочной системы и для мостов больших отверстий через широкие реки.

При больших пролетах или большой высоте моста простейшая балочная система оказывается уже нецелесообразной. Пролеты более 8—10 м не могут быть перекрыты простой балочной системой из-за сложности устройства прогонов; при большой же высоте моста опоры получаются сложными и требующими большой затраты материалов, а поэтому экономически целесообразным становится уменьшение их количества за счет перехода к большим пролетам.

Для перекрытия пролетов от 8 до 20 м и более применяют различные типы подкосных систем. Подкосные системы по своей идее представляют как бы балочную систему с дополнительными опорами, образованными подкосами. При пролетах 8—12 м обычно достаточно постановки одной пары подкосов в каждом пролете (фиг. 72); при пролетах 12—16 м в каждом пролете приходится ставить по две пары подкосов и, наконец, для пролетов более 16 м обычно приходится применять сложные системы с большим числом подкосов.

Подкосная система может быть применена и для моста с ездой понизу. В этом случае получается мост подвесной системы (фиг. 73).

Дальнейшее усложнение подкосной системы превращает ее в арочно-подкосную (фиг. 74), по своему виду и условиям работы близкую к арочным мостам.

Мосты арочно-подкосных и арочных (фиг. 75) систем применяются для перекрытия пролетов до 25 м. Арочные мосты иногда применяются и для еще больших пролетов, причем в таких случаях их часто устраивают с ездой понизу.

Для перекрытия пролетов более 20 м обычно применяют мосты с решетчатыми фермами различных типов. В настоящее время наиболее широкое применение находят мосты с фермами системы Гау (фиг. 76). Мосты системы Гау, в зависимости от имеющихся ограничений в отметках насыпей и требуемой свободной высоты под мостом, т. е. в зависимости от величины строительной высоты моста, строят с ездой поверху или понизу.

Довольно широкое применение получили также мосты с дощатыми фермами системы Тауна (фиг. 77).

Кроме этих двух систем, как в прежнее время, так и за последние годы, применялись и применяются различные другие системы мостов больших пролетов, не получившие, однако, столь широкого распространения, как системы Гау и Тауна.

Пролетными строениями с решетчатыми фермами пользуются для перекрытия пролетов до 50—60 м. Перекрытие более значительных пролетов решетчатыми фермами становится уже затруднительным. Поэтому в таких случаях необходимо прибегать к применению систем, комбинированных из арки с балкой, или же к висячим мостам.

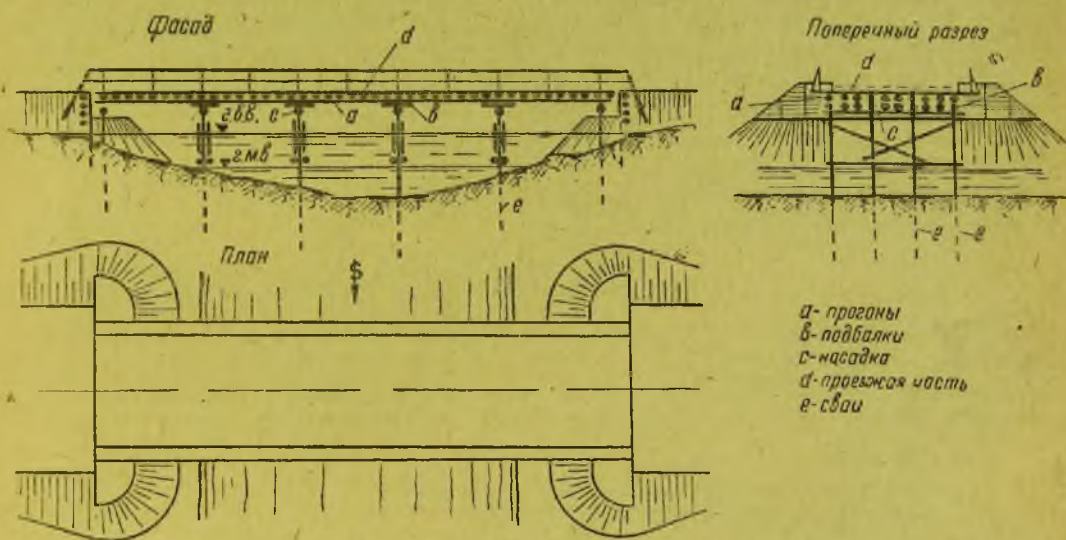
БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ

§ 10. Общие сведения

Балочные мосты на автомобильных дорогах применяются для перекрытия пролетов, не превышающих 8—10 м. Балочный мост (фиг. 78) состоит из пролетных строений в виде балок (прогонов) и опор.

Поверх прогонов укладывают проезжую часть моста, служащую для восприятия давлений подвижной нагрузки и передачи их прогонам.

Таким образом, основными несущими элементами пролетных строений таких мостов служат прогоны, поддерживающие проезжую часть моста и работающие под действием постоянной и временной нагрузок на изгиб, как балки. Отсюда и название «балочные мосты».



Фиг. 78. Схема балочного моста.

На переходах через небольшие водотоки устраивают однопролетные балочные мосты. В случае же перехода более значительных водотоков балочные мосты устраивают многопролетными. Вообще говоря, в мостах через большие реки балочная система применяется редко, так как для больших рек целесообразнее устройство больших пролетов, перекрытие которых простой балочной системой невозможно.

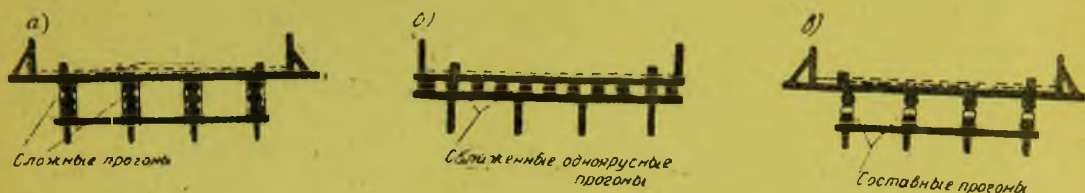
Конструкция балочных мостов может быть различной и зависит от величины перекрываемых пролетов, расчетной временной нагрузки, интенсивности движения по мосту, грунтовых условий.

На дорогах местного значения, при слабом движении и низких расчетных временных нагрузках, для перекрытия малых пролетов могут применяться балочные мосты простейшего типа, примитивной конструкции и с простейшей проезжей частью. При более интенсивном движении на дорогах местного значения и автомобильных дорогах применяются балочные мосты более сложной конструкции с более совершенными типами ездового полотна, проезжей части и перил.

По способу устройства [прогонов балочные мосты могут быть разделены на три вида:

- а) балочные мосты с сосредоточенными прогонами сложного сечения;
- б) балочные мосты со сближенными (разбросанными) прогонами из круглого или прямоугольного (американский тип) леса;
- в) балочные мосты с составными прогонами.

В мостах первого типа прогоны располагаются в поперечном сечении над сваями (на расстоянии 1,5—1,8 м друг от друга) и образуются из требуемого по расчету числа бревен, укладываемых друг на друга в виде пакета (сложное сечение) и связываемых болтами и другими скреплениями (фиг. 79, а).



Фиг. 79. Схема поперечных сечений балочных мостов с прогонами различных типов.

В мостах со сближенными (разбросанными) прогонами применяется расположение бревен прогонов с малым расстоянием друг от друга (фиг. 79, б). Этим достигаются упрощение и удешевление конструкции (см. § 13). Мосты этого типа в последнее время получили большее распространение. Сближенные прогоны устраивают одноярусными, или, при больших пролетах или тяжелых нагрузках, — двухярусными.

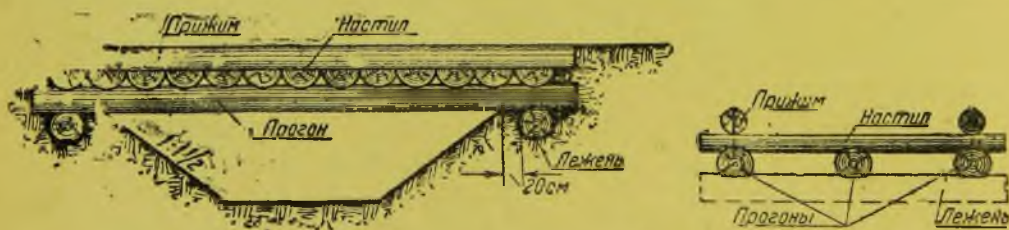
Балочные мосты с составными прогонами на шпонках и колодках (фиг. 79, в) применяют для перекрытия больших пролетов, при которых обычные балочные системы уже не могут быть использованы.

Вследствие эксплуатационных недостатков составных прогонов их применение для балочных мостов весьма ограничено.

§ 11. Простейшие балочные мосты

Устройство [простейшего балочного моста малого пролета под легкую нагрузку представлено на фиг. 80.

Прогоны моста, образованные из отесанных на два канта бревен, [опираются на деревянные лежни, уложенные непосредственно на поверхность земли, укрепленную



Фиг. 80. Простейший балочный мост.

втрюброванным щебнем. Для уменьшения просадок лежней и предохранения их от загнивания под ними устраивают подсыпку толщиной 30—50 см из щебня или гравия. Поверхность грунта для стока просачивающейся сквозь щебень воды срезают с уклоном около $\frac{1}{20}$ (фиг. 81). Для предотвращения сдвига лежень укрепляют кольями, забитыми по обе его стороны. Торцы прогонов для предохранения от загнивания защищают просмоленной доской. Поверх прогонов укладывают сплошной настил из пластин, неподвижно укрепленных на прогонах прижимными бревнами, пришитыми завершенными гвоздями. Прижимные бревна или брусья обычно служат не только для укрепления настила, но одновременно также для предохранения автомобилей и повозок от падения с моста или для защиты перил от ударов кузовами повозок. Поэтому брусья эти называют также колесоотбойными, или просто отбойными.

В случае необходимости пропуска по мосту более тяжелых грузов и при постройке моста через небольшую реку, ручей или суходол приходится устраивать опоры из свай или ступьев.

Конструкция простейшего моста через небольшую реку с опорами на ступьях приведена на фиг. 82. Опоры этого моста состоят каждая из четырех столбов — «ступьев», зарытых в землю на глубину не менее 2—2,5 м. Внизу ступья своими торцами опираются на камни или деревянные лежни, служащие для распределения давлений на грунт. Сверху на стойки уложена насадка, связывающая сваи в поперечном направлении и служащая для поддержания концов прогонов.

Для устойчивости насадок на верхних концах стоек нарезаны шипы, входящие в гнезда, сделанные в насадках. На насадки опираются прогоны, размещаемые обычно над стойками опор. Низ прогонов должен возвышаться над горизонтом самых высоких вод не менее чем на 0,25—0,50 м.

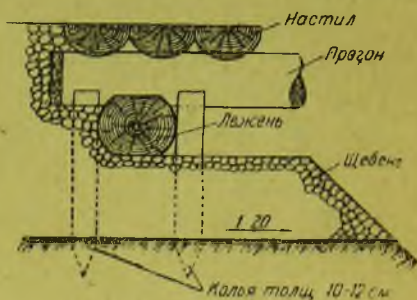
Поверх прогонов уложен сплошной настил из наката, покрытого сверху слоем обмазки из мятой глины с песком, предохраняющим накат от загнивания. Поверх обмазки сделана засыпка из щебня, гравия или песка. Песчано-глиняная обмазка и засыпка должны быть тщательно утрамбованы или укатаны. Для ограждения засыпки, предохранения проезжающих повозок от падения с моста и укрепления и прижатия наката установлены прижимные бревна, или «прижимы», прикрепленные к настилу и прогонам при помощи длинных железных нагелей. Концы прижимов на берегу врублены в прижимные тумбы, или надолбы, служащие также для обозначения ширины проезда на мосту. Установка перил на небольших и низких мостах необязательна.

Насыпь, примыкающая к мосту, поддерживается заборными стенками из наката, уложенного сзади ступьев. Применение опор на ступьях целесообразно для небольших мостов через суходолы.

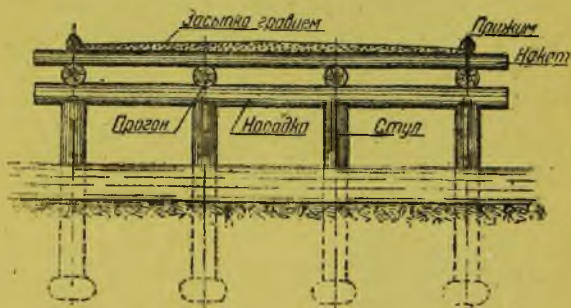
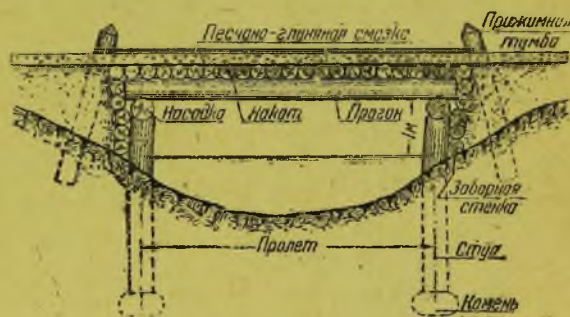
При интенсивном движении по мосту необходимо устройство более совершенного типа проезжей части, перил и опор.

На фиг. 83, а и б (см. вклейку) представлена конструкция моста расчетным пролетом 5,25 м под нагрузку Н8 и Т25. Опоры состоят каждая из ряда свай 1, соединенных сверху насадкой 2. Глубина забивки свай зависит от плотности грунта, веса проходящих по мосту нагрузок, но во всяком случае должна быть не менее 3—3,5 м.

Насадка укрепляется на сваях при помощи шипов, входящих в гнезда, выдолбленные в насадке (фиг. 84; см. вклейку). Глубина гнезда должна быть на 0,5—1,0 см больше высоты шипа, чтобы в случае неточности обработки или при усушке и обмятии сопряжения давление от насадки не могло передаться на шип и сломать его. Иногда насадку скрепляют со сваями еще и хомутами из полосового железа; хомуты обхватывают насадку и прибалчиваются к свае (фиг. 85; см. вклейку). На насадки (см. фиг. 83) опираются прогоны 3, расположенные на расстоянии 0,65 м друг от друга.

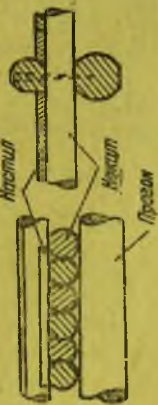


Фиг. 81. Деталь сопряжения балочного моста с берегом.

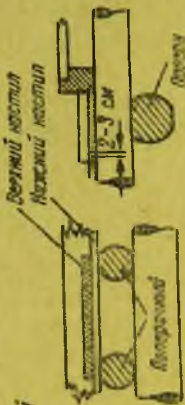


Фиг. 82. Простейший балочный мост с опорами на «ступьях».

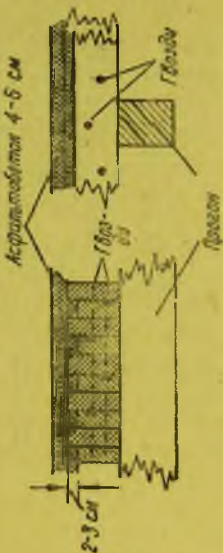
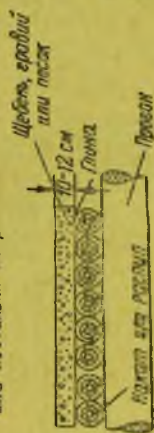
Населеніе въ нынѣшнемъ году дождь



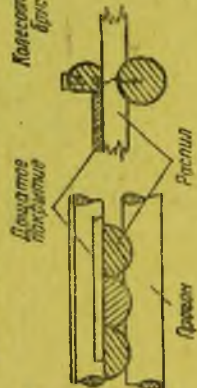
ปฏิสัมพันธ์ วิจัยทางการนิเทศการพยาบาล (นพ.พรพรรณ)



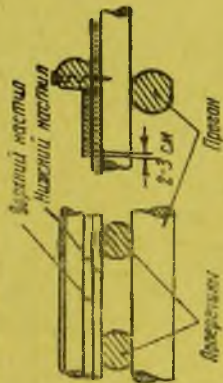
Населен с поповицима уз одбојну кривина

[illegible]

WILLIAMSON, GEORGE W. 1850-1910

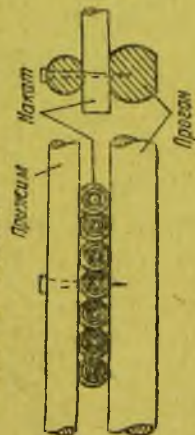


ມຸງຄົນລືມີ ສິດແຂກຄຳລື ມາດຕາມດ

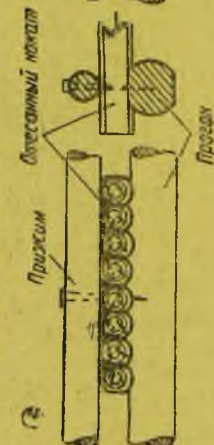


фиг. 86. Типы настелов.

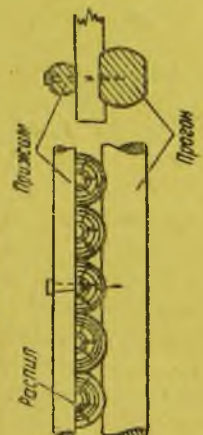
Наступил 13 января



Настил из отесанного кирпича



ՀԱՅԵՐԱՆՈՒ ՄՏ ՓԱՇՏՈՒՄԱՆ



Тротуары моста, шириной по 0,75 м, имеют настил 8 из досок, опирающихся на коротыши из обрезков бревен 7. На этих же коротышах укреплены перила. На концах моста перила примыкают к наклонно врытым в землю столбам-надолбам 9, служащим для предохранения перил от ударов въезжающих на мост автомобилей.

Мост сопрягается с насыпью при помощи заборных стенок из пластин 10 под-
держивающих грунт насыпи и опирающихся на специальные сваи 11. С верхней
и нижней стороны заборные стенки имеют открылки, расходящиеся под углом 45° .

§ 12. Проезжая часть деревянных мостов

Типы настилов

Различные типы настилов, применяемых в мостах на автомобильных дорогах, при-
ведены на фиг. 86. При неинтенсивном автомобильном и гужевом движении в мостах
на дорогах местного значения может быть применен простой настил из ряда круглых
или, лучше, отесанных накатин или же пластин, уложенных непосредственно поверх
прогонов. Для укрепления такого настила поверх него укладывают прижимы из под-
тесанных на два канта бревен, пришиваемых к прогонам железными нагелями.

Для улучшения условий движения по мосту, создания однородности пути на
мосту и для распределения давлений, передаваемых колесами, на большее число
накатин (пластин) настила последний часто покрывают сверху слоем щебня или
гравия толщиной 10—12 см. Для предохранения настила от загнивания рекомен-
дуется при этом покрывать его сначала обмазкой
из мятой глины.

Устройство щебеночного слоя необходимо на
мостах, предназначенных для пропуска гусенич-
ных тракторов, комбайнов и других машин, мо-
гущих повредить деревянный настил.

Весьма употребителен дощатый настил, обла-
дающий небольшим весом и простой конструкцией. Дощатый настил обычно укладывают поверх ряда
пластин или накатин. Двойной дощатый настил
укладывают по поперечинам. При устройстве
двойного дощатого настила нижний настил укла-
дывают по поперечинам вдоль моста с зазорами

до 2—3 см для вентиляции досок, предотвращающей загнивание нижнего настила.

Верхний настил служит для распределения давления от временной нагрузки, рабо-
тает на износ и может быть продольным или поперечным (фиг. 87).

Поперечный настил несколько меньше подвергается износу, но в случае износа
требует сплошной смены всех досок. Продольный настил изнашивается несколько
быстрее, но при ремонте требует смены лишь части досок, находящихся под местом
прохода колес подвижной нагрузки. Продольный настил несколько более скользок
в гололедицу для лошадей. Иногда верхний настил укладывают „в елку“. Такой
настил создает условия более спокойной езды, довольно хорошо работает на износ
и, судя по некоторым данным, меньше страдает от прохода гусеничных тракторов.
В СССР, однако, настил „в елку“ применяется редко.

В последние годы в СССР стали применять настил американского типа из досок,
уложенных на ребро, покрытых сверху слоем асфальтобетона (см. фиг. 86).

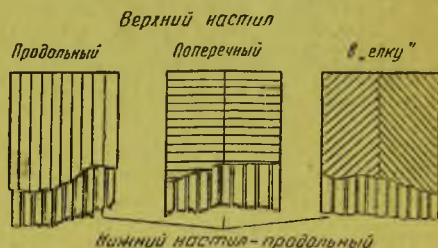
Доски укладывают непосредственно по прогонам в балочных или подкосных мо-
стах и поверх поперечных балок — на мостах больших пролетов с решетчатыми
фермами. Доски желательно делать различной ширины, чтобы поверхность их полу-
чалась гребенчатой. Этим создается лучшая связь асфальтобетонного слоя с доща-
тым настилом.

Доски связывают в горизонтальном направлении гвоздями. Слой асфальтобетона,
покрывающий доски, дает гладкую поверхность для проезда по мосту повозок,
предохраняет проезжую часть от действия влаги и обладает хорошими эксплуата-
ционными качествами. Толщину слоя асфальтобетона делают 4 и 6 см при более лег-
кой нагрузке и 5 и 7 см при более тяжелой нагрузке.

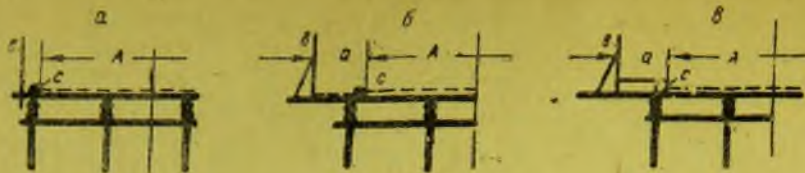
Тротуары и перила

Ширину тротуаров в деревянных мостах и их конструкцию следует выбирать
в зависимости и от интенсивности пешеходного движения по мосту.

При слабом пешеходном движении тротуаров можно не устраивать (фиг. 88, а
и 89, а), ограничиваясь оставлением минимальной охранной полосы.

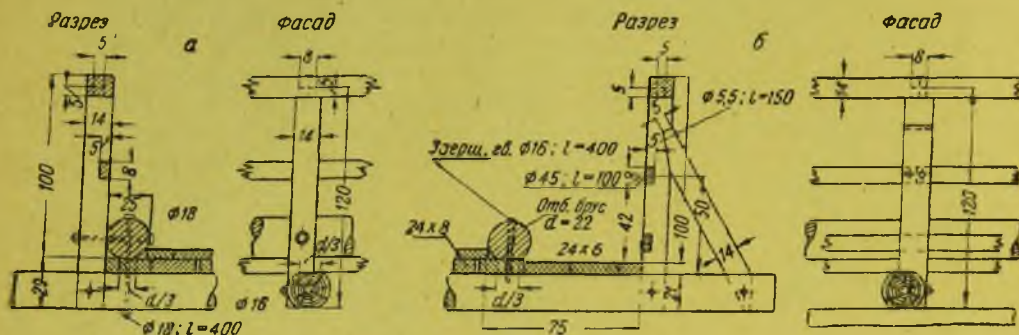


Фиг. 87. Способы укладки верхнего настила.

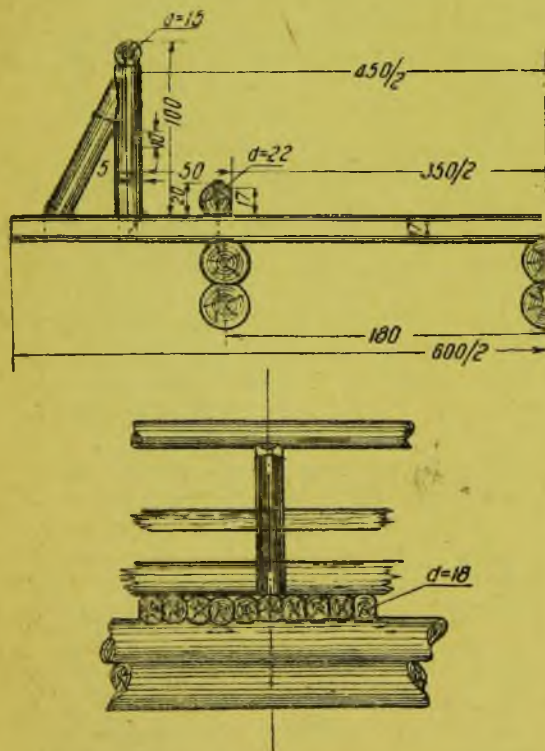


Фиг. 88. Типы тротуаров:

A — ширина проезжей части, a — ширина тротуара, $в$ — перила, $с$ — колесоотбойный брус.



Фиг. 89. Конструкция тротуара пониженного типа.



Фиг. 90. Устройство тротуара при настиле из накатин.

При наличии пешеходного движения, а также в мостах на автомобильных дорогах, необходимо устройство тротуаров шириной не менее 0,75 м. В мостах, находящихся вблизи или в пределах населенных пунктов, может оказаться необходимым увеличить ширину тротуаров. При этом по Т. У. ширина тротуаров принимается кратной 0,75 м (т. е. 1,5 м, 2,25 м).

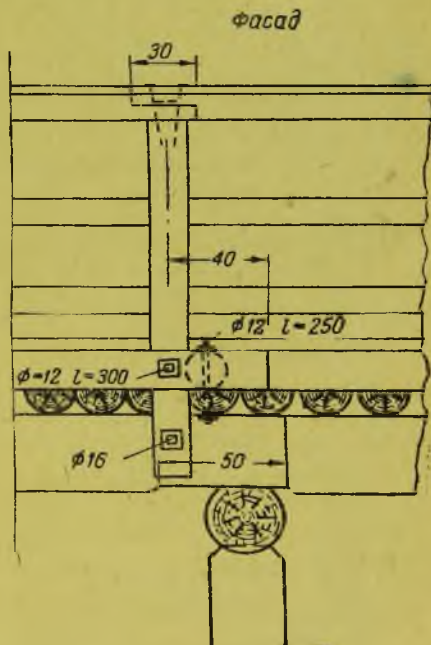
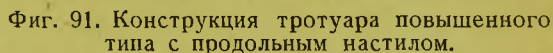
Для мостов, расположенных в больших городах или населенных пунктах, ширина тротуаров определяется в зависимости от требований уличного пешеходного движения и при сильном пешеходном движении доходит до 3—4 м.

Тротуары, в зависимости от уровня расположения, могут быть пониженными или повышенными. Пониженным называют тротуар, находящийся в одном уровне с поверхностью проезжей части и отделенный от нее колесоотбойным брусом (фиг. 88, б). Повышенным называют тротуар, поднятый выше уровня проезда (фиг. 88, в) для гарантии большей безопасности пешеходов и для предохранения тротуаров от загрязнения и сырости.

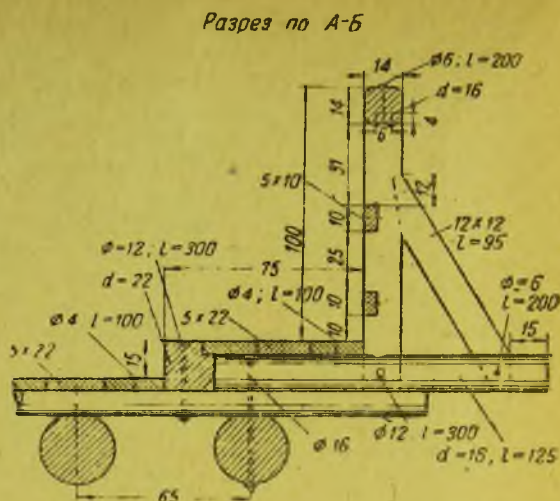
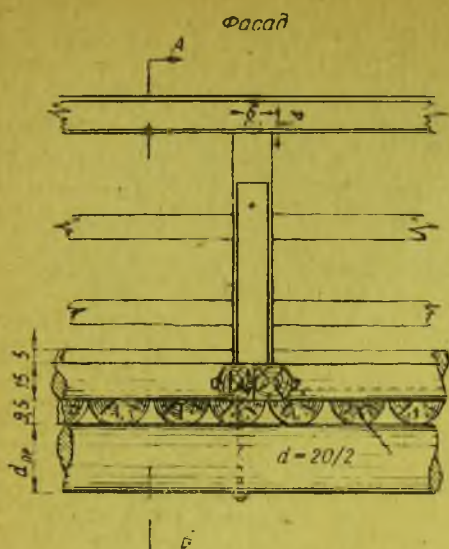
Конструкция тротуаров пониженного типа приведена на фиг. 89, б.

Настил тротуара, образованный из продольных досок толщиной 5—7 см, опирается на концы длинных поперечин, укладываемых через каждые 2,0—2,5 м по длине моста. Колесоотбойный брус, отделяющий тротуар от проезжей части, прикрепляется к поперечинам при помощи болтов, шурупов или длинных завершенных гвоздей.

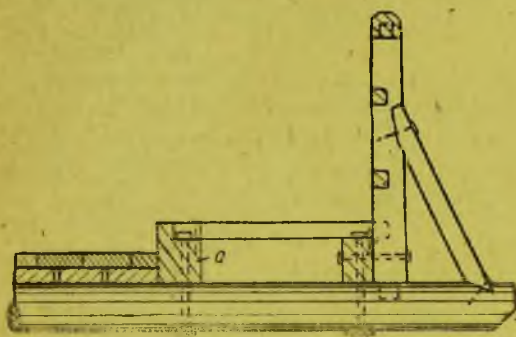
В мостах с простейшими типами настила из пластин или накатин тротуарами могут служить концы настила, перила же с подкосами укрепляются на специально уложенных удлиненных пластинах (накатинах), для чего концы длинных пластин (накатин) следует выпускать на 0,5—0,6 м. Перильная стойка врубается в длинную пластину сквозным шипом и, кроме того, поддерживается подкосом, верхний конец которого врубается зубом в перильную стойку, а нижний — сквозным шипом в пластину (накатину). На фиг. 90 изображено устройство тротуара при настиле из накатин.



В мостах с интенсивным пешеходным, автомобильным или гужевым движением тротуары для безопасности пешеходов следует делать повышенного типа, поднимая их на 0,12—0,20 м над уровнем проезда. Настил повышенного тротуара обычно делают одиночным, продольным или поперечным. Продольный тротуарный настил поддерживается короткими поперечными брусками или досками, уложенными на ребро, на выпущенные концы длинных поперечин.



Фиг. 93. Конструкция тротуара повышенного типа с продольным настилом.



Фиг. 94. Конструкция тротуара повышенного типа с поперечным настилом.

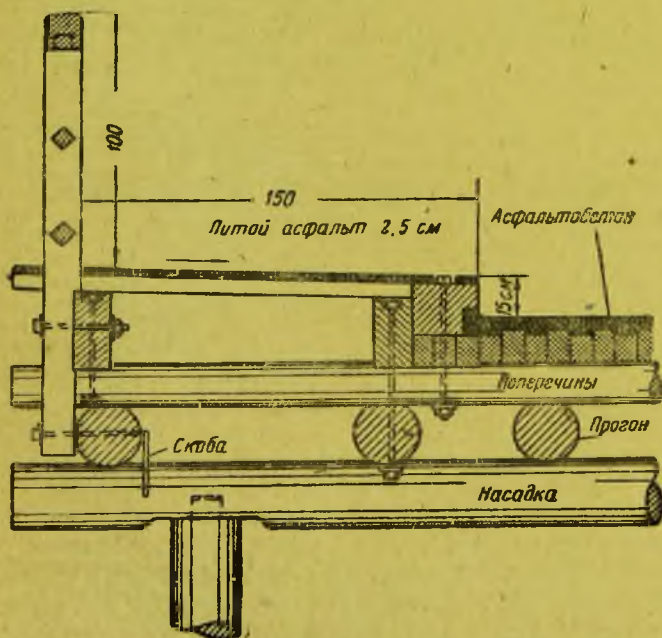
Тротуар с продольным настилом, прибитым к положенным на ребро дощатым коротышам, изображен на фиг. 91. Дощатый коротыш *A*, уложенный на выступающий конец длинной поперечины, одним своим концом входит в вырезанное в колошотном бруске гнездо и прирезан к выступающей из-под этого бруса доске нижнего настила. Другим концом коротыш прибит нагелем к перильной стойке.

В случае устройства перил без подкосов перильная стойка прикрепляется к продольному бревну *B* (фиг. 91), врезанному между концом поперечины и дощатым коротышем.

Другой пример конструкции повышенного тротуара с продольным тротуарным настилом представлен на фиг. 92. Настил тротуара опирается на прибитые к нижнему настилу проезжей части деревянные кобылки из обрезков подтесанных бревен или брусев.

Перильные стойки прикрепляются к прогону и специальному продольному бревну, уложенному на выпущенных концах удлиненных элементов нижнего настила.

Для уменьшения длины леса, необходимого для настила проезжей части, может быть применена конструкция тротуара, представленная на фиг. 93. Тротуарный настил и перильные стойки с под-



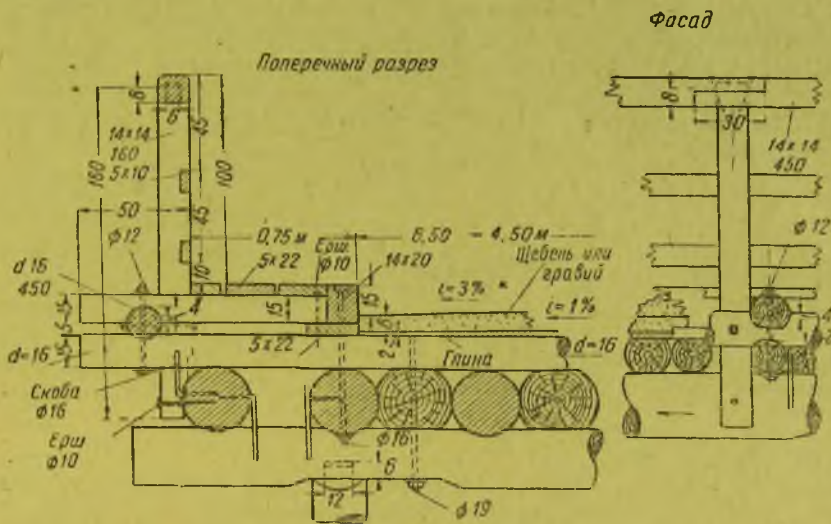
Фиг. 95. Конструкция тротуара на мосту городского типа.

косами опираются здесь на специальный поперечный элемент, образованный из двух связанных между собой бревенчатых коротышей. Один конец коротышей прикреплен болтом к прогону, другой же выступает в виде консоли над настилом.

Если тротуарный настил поперечный, то его укладывают на продольные тротуарные балки. Эти балки обычно кладут на выпущенные концы поперечин (фиг. 94). Чтобы колеса повозок не задирали концов досок тротуарного настила, их пришивают в вырубке, сделанной в колесоотбойном бруске *а*.

Более совершенная конструкция тротуара для моста городского типа с асфальтовым покрытием ездового полотна и тротуара представлена на фиг. 95.

Если проезжая часть имеет гравийное или щебеночное покрытие, то тротуар можно устраивать по фиг. 96.



Фиг. 96. Устройство тротуара при щебеночном покрытии проезжей части.

§ 13. Балочные мосты со сближенными прогонами

Основная особенность балочных мостов со сближенными (разбросанными) прогонами заключается в большом числе прогонов в виде ряда бревен, располагаемых на весьма небольшом расстоянии друг от друга по насадкам. Благодаря этому прогоны удается устраивать одноярусными и лишь при тяжелых нагрузках и значительных пролетах — двухярусными.

В результате балочные мосты со сближенными прогонами имеют минимальную строительную высоту и незначительное количество болтов и креплений для прикрепления прогонов.

Конструкция моста с пролетами 4,5 м со сближенными прогонами, рассчитанная под нагрузку Н8 и Т60 при габарите Г7, приведена на фиг. 97 (см. вклейку).

Пролеты моста перекрыты одиночными прогонами из бревен диаметром 28 см, с сохранением естественной коничности леса, с предварительной остружкой, но без придания бревнам цилиндрической формы. Бревна прогонов стесаны сверху на всю длину, снизу же подтепка сделана лишь по концам, в местах опирания бревен прогонов на насадки. При этом подтепку на концах приходится делать на разную глубину (в комлевых частях подтепка делается больше) с тем расчетом, чтобы строительная высота прогонов на обоих концах была одинаковой.

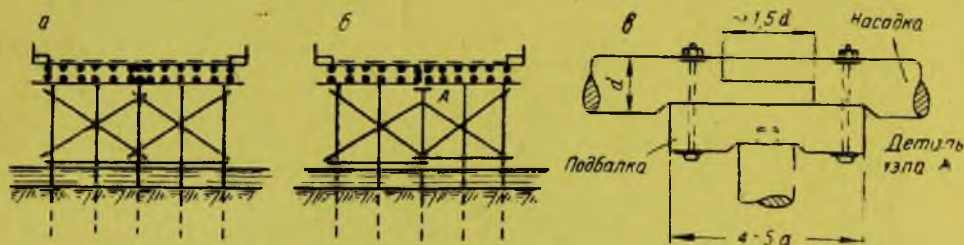
Прогоны уложены по насадкам на расстоянии 0,62 м друг от друга в поперечном направлении и рассчитаны как простые балки с учетом упругого распределения элементами настила давлений от временной нагрузки. По оси моста прогоны уложены сближенно, так как вследствие имеющихся здесь стыков поперечин ухудшаются условия упругого распределения давлений на средние прогоны. Стыки прогонов сделаны над насадками путем заводки их концов (см. план на фиг. 97). Насадки устроены из двух частей с разрывом по оси моста и опираются на головы свай, расположенных на расстоянии 1,65 м друг от друга. Средние сваи сближены до 0,5 м.

Так как прогоны опираются на насадки не только над сваями, но и на участках между ними, то насадка в рассматриваемой конструкции работает, кроме смятия, еще на изгиб.

Проезжая часть моста состоит из сплошного ряда поперечных пластин сечением $20/2$, уложенных непосредственно поверх прогонов. Поперечины имеют стык на оси моста. Пластины по ширине проезда покрыты продольным настилом из досок сечением 22×5 см, служащих для предохранения поперечин от износа и для распределения давлений от колес автомобилей. С обеих сторон проезда поставлены колесоотбойные брусья и устроены тротуары. Поперечный уклон поверхности настила в $1,5\%$ достигается срезкой голов свай на разном уровне и неодинаковой подрубкой насадок в местах опирания их на сваи.

Наличие разрезов (стыков) в насадках и поперечинах, а также сближенное расположение средних свай, дает возможность производить ремонт половины моста (по ширине) в процессе его эксплуатации, используя вторую половину для пропуска движения.

Другое решение, при котором возможен ремонт по половинам лишь проезжей части и прогонов, не требует устройства разрыва в насадке и устройства сближенных свай у оси моста.



Фиг. 98. Поперечные сечения мостов, дающие возможность ремонта проезжей части и прогонов без прерыва движения.

Схема поперечного сечения такого моста представлена на фиг. 98, а. При большой ширине может оказаться необходимым, во избежание применения длинномерного леса, устройство насадки из двух частей, со стыком над одной из средних свай. Стык насадки в этом случае поддерживается подбалкой (фиг. 98, б и в).

Благодаря применению сближенных одноярусных прогонов строительная высота пролетных строений моста оказывается минимальной. Преимущества устройства одноярусных прогонов, кроме незначительной строительной высоты пролетного строения, заключаются также: в простоте конструкции моста, небольшом количестве потребных скрепляющих элементов, облегчении конструкции проезжей части благодаря малому расстоянию между прогонами и простоте процесса укладки прогонов при сборке моста.

К недостаткам одноярусных прогонов необходимо отнести несколько меньшую их жесткость сравнительно с многоярусными, а также несколько худшие условия проветривания прогонов по сравнению с многоярусными (сложными) прогонами, могущие быстрее вызвать их загнивания.

Конструкция моста пролетом 9,5 м, с двухярусными сближенными прогонами, рассчитанная на нагрузку Н8 и Т25 при габарите Г7, представлена на фиг. 99.

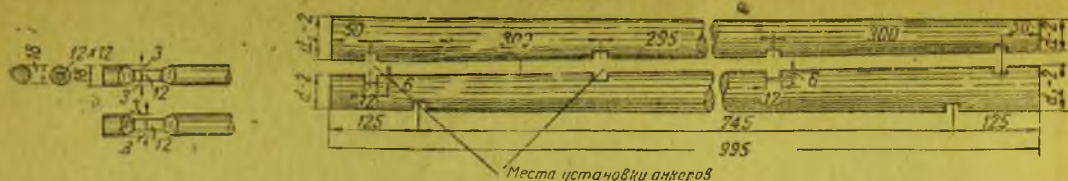
Прогоны состоят из двух отесанных на два канта бревен, уложенных друг на друга и связанных болтами. Концы прогонов опираются на опоры при помощи подбалок.

Устойчивость прогонов в поперечном направлении и взаимная связь между соседними прогонами достигается постановкой специальных анкеров, установленных над подбалками и в двух местах по длине пролета.

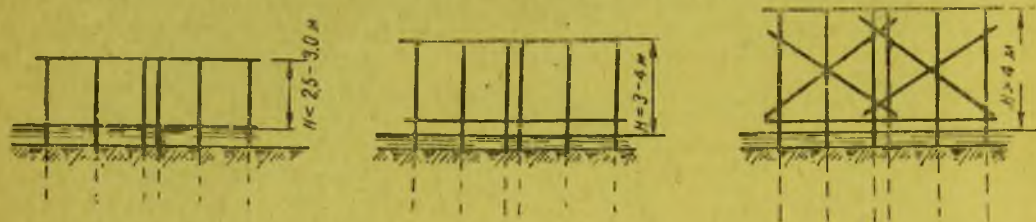
Анкеры представляют собой отрезки тонких бревен $a = 18$ см, врубленных в соприкасающиеся поверхности ярусов прогона. Деталь взаимных врубок в анкере и прогоне представлена на фиг. 100.

Вследствие значительных опорных давлений, передаваемых прогонами, опоры моста состоят из двух (по фасаду) рядов свай.

В остальном конструкция моста аналогична рассмотренной выше.



Фиг. 100. Деталь взаимных врубок прогона и анкера.



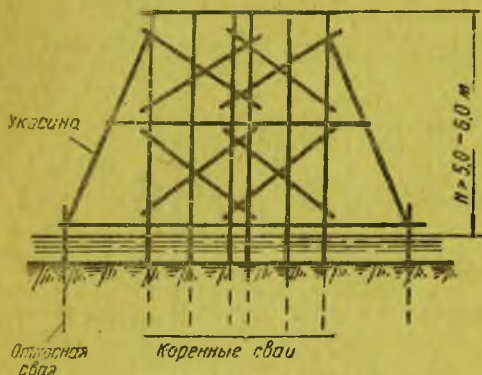
Фиг. 101. Схемы опор балочных мостов различной высоты.

При небольшой высоте ($H < 2,5—3,0$ м) свайные опоры могут не иметь никаких поперечных скреплений. При высоте опор $H = 3—4$ м для их поперечной жесткости ставят горизонтальные, а при $H > 4$ м — диагональные схватки, связывающие сваи.

Схватки обычно делают из пластин, врубленных в сваи и прикрепленных к ним гвоздями или болтами.

Схемы опор различной высоты представлены на фиг. 101.

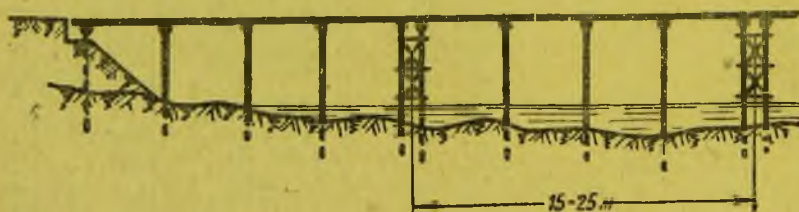
При высоте опор $H > 5,0—6,0$ м для увеличения поперечной жесткости моста при действии на него горизонтальных нагрузок (ветер, горизонтальные толчки при проходе временной нагрузки), кроме горизонтальных и диагональных схваток, связывающих сваи, устраивают специальные подкосы или укосины, упирающиеся нижними концами в дополнительные откосные сваи (фиг. 102).



Фиг. 102. Схема опоры с укосинами.

При высоте опор не более 4 м уширенные опоры могут быть устроены в виде сдвоенных (сближенных) плоских опор (аналогично опорам моста, представленного на фиг. 99).

В многопролетных балочных мостах для их продольной жесткости и восприятия

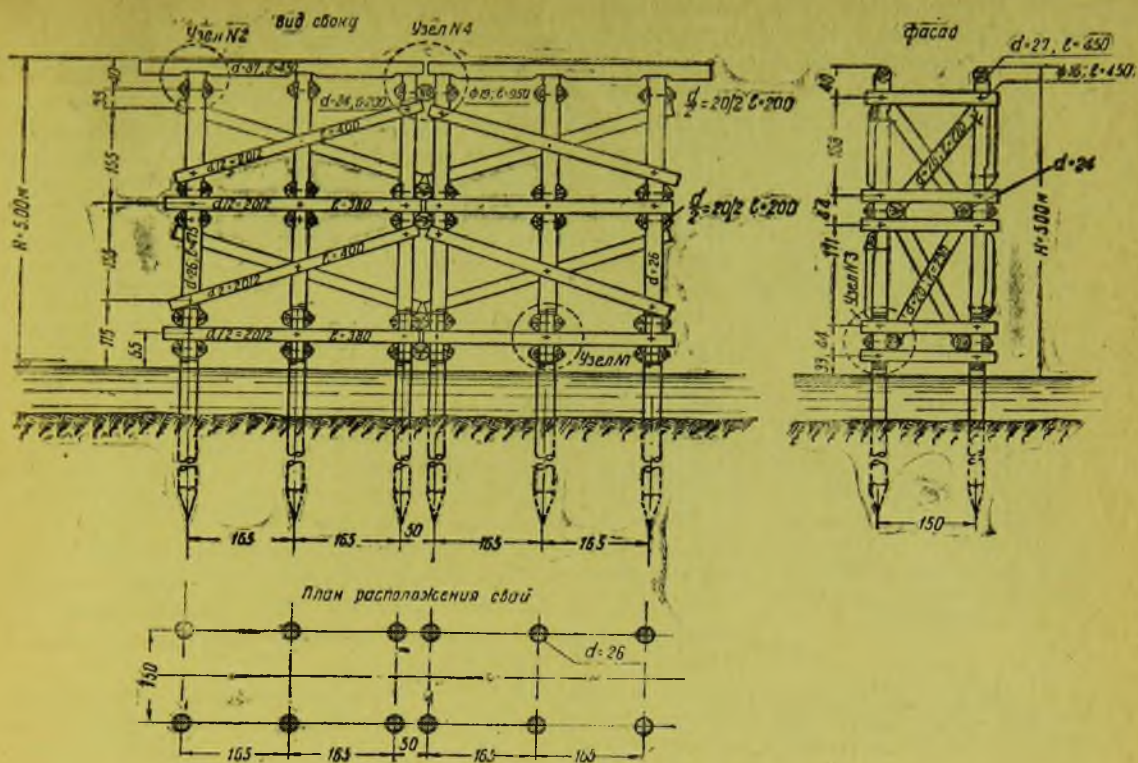


Фиг. 103. Схема устройства широких опор в многопролетном балочном мосту.

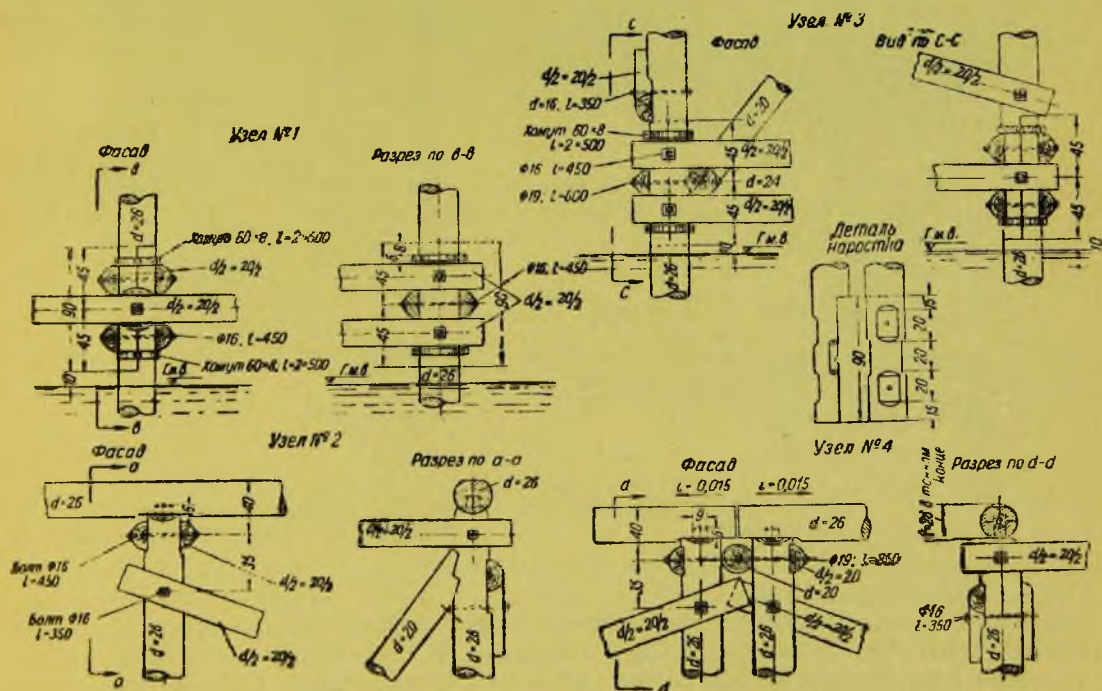
При высоте более 4—5 м уширенные опоры следует устраивать пространственными (башенными) из двух рядов свай, связанных по фасаду горизонтальными и диагональными схватками (фиг. 103).

Конструкция башенной свайной опоры многопролетного балочного моста представлена на фиг. 104.

Детали конструкции этой опоры приведены на фиг. 105.

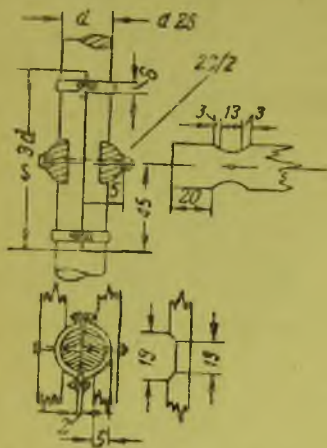


Фиг. 104. Широкая (башенная) опора балочного моста.



Фиг. 105. Детали узлов широкой (башенной) опоры.

В мостах небольшой высоты сваи в опорах могут быть образованы из одного бревна без стыков. При большой же высоте свайных опор приходится прибегать к наращиванию свай. Стык располагают, как правило, на высоте не менее 0,3—0,5 м над горизонтом меженных вод. Стык свай устраивают вполдерева и укрепляют металлическими хомутами и деревянными поперечными схватками (фиг. 106). Другой способ устройства стыка представлен на фиг. 107. Торцы свай связывают при этом металлическим потайным штырем; кроме того, стык укрепляют вертикальными деревянными накладками — коротышами и горизонтальными поперечными схватками.



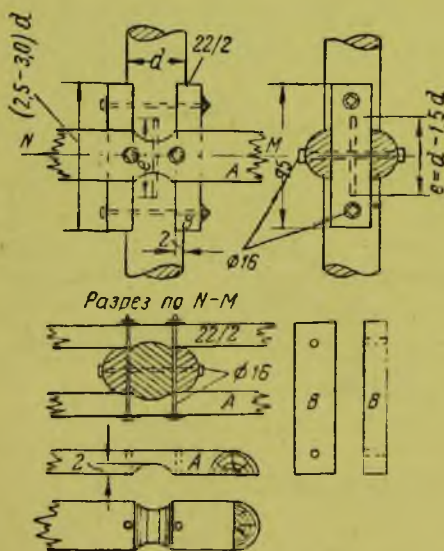
Фиг. 106. Стык свай вполдерева с металлическими хомутами.

Если наращивание свай приходится производить в процессе их забивки, то стык сваи следует укреплять металлическими хомутами, удерживаемыми гвоздями от сползания при забивке сваи в землю (фиг. 108).

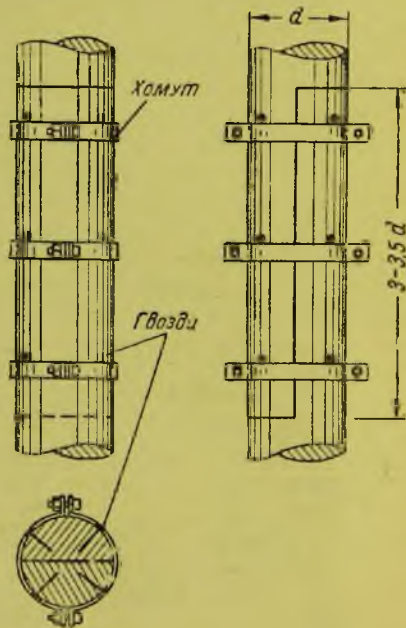
При скальном или каменистом грунте, не допускающем забивки свай, взамен свайных опор устраивают опоры рамного типа, опирающиеся на лежни, непосредственно укладываемые на грунт.

На фиг. 109 приведена конструкция рамной опоры небольшой высоты. Опора состоит из двух самостоятельных, рядом поставленных рам. Каждая рама состоит из лежня с установленными на нем тремя стойками. Поверх стоек уложена насадка.

Стойки сопрягаются с лежнем и насадкой при помощи шипов и укрепляются еще скобами. Для поперечной жесткости рамы имеют диагональные схватки, связывающие стойки. Таким образом, рама представляет собой целое звено, элементы кото-



Фиг. 107. Стык свай с деревянными накладками.



Фиг. 108. Наращивание свай при ее забивке (стык сваи находится в земле).

рого связаны между собой. Раму устанавливают в углубление — траншею, устраиваемую в грунте; глубину траншеи делают равной 1,3—1,5 м, но во всяком случае не менее глубины промерзания. Для лучшего распределения давления под лежень рамы подложены коротыши и слой щебня, крупного песка или гравия.



67

67

67

67

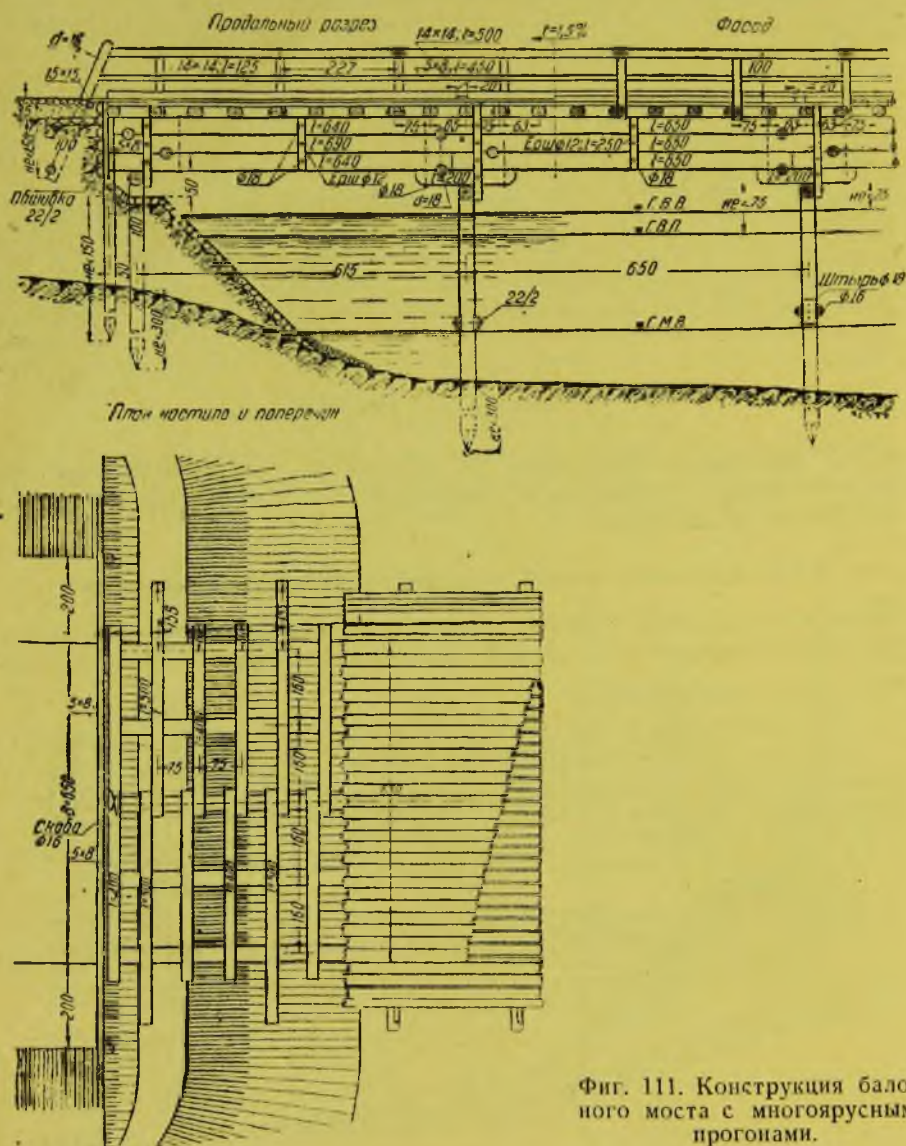


67

67

причем рекомендуется придавать подвеске ширину не меньше 1,3 диаметра бревен прогона.

Конструкция многопролетного балочного моста с пролетами по 4,0 м и сосредоточенными прогонами приведена на фиг. 110. Прогон моста имеет двухъярусное сечение. Стыки прогонов, устроенные над каждой опорой, поддерживаются подбалками, связанными с прогонами болтами. Для поперечной жесткости и устойчивости прогонов их связывают поперечными анкерами. Анкеры расположены около стыков прогонов и образованы из бревен диаметром 18 см, врубленных в прогоны.



Фиг. 111. Конструкция балочного моста с многоярусными прогонами.

Проезжая часть моста состоит из двойного дощатого настила, уложенного по поперечинам. Оба настила продольные; верхний настил — сплошной, нижний — с зазорами по 2 см для вентиляции. Поперечины, опирающиеся на прогоны, уложены на расстоянии 0,75 м друг от друга. Ездовое полотно ограничивается с обеих сторон колесотбойными брусками, уложенными с разрывами по 20 см для поперечного стока воды. По бокам проезжей части устроены тротуары, огражденные перилами. Перильные стойки укреплены на выпущенных концах длинных поперечин.

Конструкция балочного моста с многоярусными прогонами, перекрывающими пролеты по 6,5 м, приведена на фиг. 111. Прогон моста трехъярусный с подбалками

над опорами. Для поперечной устойчивости высоких прогонов над опорами и в середине каждого пролета бревна схвачены с обеих сторон специальными брусками-сжимами, пригнанными к боковой поверхности бревен и связанными с ними болтами и завершенными гвоздями. Сжимы, располагаемые над опорами, имеют длину несколько большую высоты прогонов с тем, чтобы выступающие концы сжимов могли быть связаны с поперечиной проезжей части и с насадкой опоры. Этим достигается большая жесткость и надежность связи. Кроме устройства сжимов, прогоны связываются в поперечном направлении также и анкерами. Анкеры располагают над опорами вблизи стыков бревен прогона. Стыки располагают вразбежку над опорами в пределах длины подбалки. Деталь укрепления прогонов сжимами и анкерами приведена на фиг. 112.

Балочные мосты с многоярусными прогонами требуют большой затраты лесного материала. Поэтому для перекрытия балочной системой значительных пролетов (до 8—10 м) более целесообразно применение мостов с составными или же одноярусными прогонами (см. § 13 и 16).

Конструкция поперечных сечений балочных мостов с сосредоточенными прогонами приведена на фиг. 113.

При ширине проезда на мосту $A=6,5$ м (фиг. 113, а) поперечины проходят на половину ширины проезжей части и укладываются комлем к середине, отрубом к сторонам моста, чем создается поперечный уклон в $1-2\%$ в обе стороны для отвода воды с поверхности настила.

В более узких мостах ($A=4,5$ и $5,5$ м) поперечины могут быть целыми на всю ширину моста. В этом случае поперечный уклон настила достигается укладкой поверх поперечин клиновидных подкладок (фиг. 113, б), по которым пришивают дощатый настил.

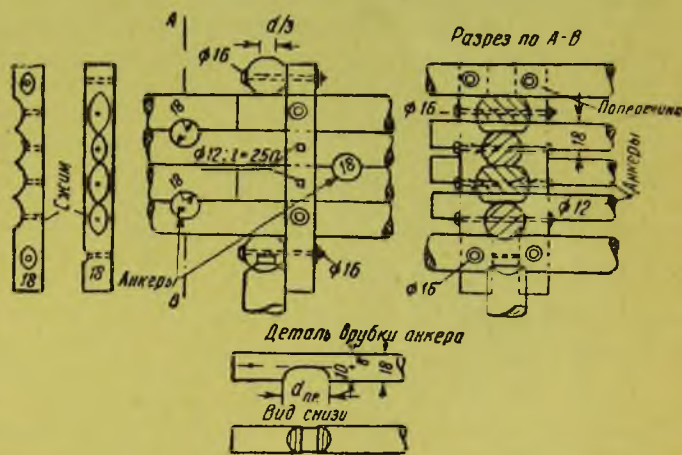
На фиг. 113, а и б показаны анкеры, связывающие по два или по три соседних прогона.

Кроме приведенных на фиг. 113 конструкций поперечных сечений балочных мостов с равномерно распределенными по ширине моста прогонами, находит также применение схема с двумя сближенными у оси моста прогонами (фиг. 114). Поперечины в этом случае устраивают с разрезом по оси моста. Устройство поперечного сечения по такой схеме дает возможность производства ремонта моста (смену элементов проезжей части, прогонов) по отдельным его половинам. Таким образом, за счет добавления в поперечном сечении моста лишнего прогона и поддерживающих его свай создается важная в эксплуатационном отношении возможность производства ремонтных работ на мосту без перерыва движения. Поэтому применение схемы поперечного сечения со сближенными средними прогонами несомненно рационально на дорогах с интенсивным движением.

§ 15. Балочные мосты американского типа

Стремление к максимальной индустриализации постройки мостов и изготовления их элементов требует перехода от обычных кустарных способов к заводскому изготовлению элементов и механизированному монтажу мостов на месте.

Рассмотренные выше обычные типы деревянных мостов малых пролетов, выполняемые из круглого леса, с значительным числом врубок, необходимостью подтески и пригонки элементов требуют применения большого количества ручного труда, довольно значительной затраты лесных материалов и сильно затрудняют возможность механизации работ.



Фиг. 112. Деталь устройства сжимов и анкеров.

Кроме того, в мостах обычного типа, вследствие большого количества врубок, подтесок, дыр для болтов, затруднен и переход к пропитанному антисептиком лесу, так как никакая обработка дерева после пропитки не допускается. К недостаткам этих мостов следует также отнести быстрый износ и загнивание деревянного дощатого настила.

Получившие большое распространение в США и начинающие применяться у нас брусчатые балочные мосты „американского“ типа обладают конструкцией, значительно более приспособленной к механизированному изготовлению и сборке.

Балочный мост американского типа с пролетами по 4 м (типовая проектировка СССР) представлен на фиг. 115 и 116.

Мост составлен в основном из пиленого леса. Пролетное строение состоит из брусчатых прогонов и уложенного сверху поперечного настила. Прогоны уложены на расстоянии 0,61 м друг от друга.

Частое расположение прогонов позволяет сделать их одноярусными простейшей конструкции. На опорах прогоны опираются на клиновидные подкладки, уложенные поверх насадок прямоугольного сечения и служащие для придания настилу поперечного уклона в 1,5% для стока воды. Прогоны прикрепляют к насадкам гвоздями, забитыми наклонно с боковых поверхностей или поставленными через некоторые промежуточные болтами. Стыки прогонов устроены на опорах с запуском концов (внахлестку).

Прогоны рассчитаны как простые балки, с учетом упругой передачи давления от временной нагрузки через настил. По прогонам уложен сплошной поперечный настил из брусков сечением 10×10 см. Ездовым полотном служит слой асфальтобетона толщиной 4 см, уложенный поверх брусков настила по всей ширине моста. Для взаим-



Фиг. 114. Схема поперечного сечения моста со сближенными средними прогонами.

ной связи брусков настила, необходимой для сохранности асфальтобетонного полотна при проходе временной нагрузки, каждый брусок прикреплен к соседнему гвоздями, забиваемыми через каждые 1,0—1,5 м по длине брусков. В плане эти гвозди расположены вразбежку (см. план фиг. 116). Кроме горизонтальной связи при помощи гвоздей, бруски настила пришиты гвоздями к прогонам.

По бокам ездового полотна настил прижимается к прогонам колесоотбойными брусками, притянутыми к прогонам болтами. Вода, стекающая по поверхности асфальтового полотна к колесоотбойным брускам, спускается под мост через водоспускные трубки (см. фиг. 116), устроенные через каждые 4—6 м по длине моста.

Насадка прямоугольного сечения укрепляется на сваях при помощи железных штырей диаметром 19 мм, длиной 0,5 м, забитых через насадку в торцы свай. Благодаря применяемому расположению прогонов насадка является основным элементом моста, работающим на изгиб под действием опорных давлений прогонов. В рассматриваемом проекте насадка работает на изгиб, как четырехпролетная неразрезная балка. Опоры моста состоят каждая из пяти свай $d = 24$ см, расположенных на расстоянии 1,70 м друг от друга. Сваи связаны горизонтальными поперечными схватками.

Сопряжение моста с берегом устроено с применением заборных стенок.

Детали конструкции тротуара и проезжей части приведены на фиг. 116.

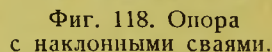
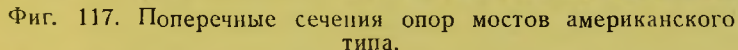
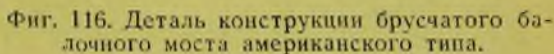
При высоте опор моста более 5—6 м необходимая связь между сваями достигается постановкой диагональных схваток или устройством укосин (фиг. 117). Возможна также наклонная забивка крайних свай (фиг. 118), придающая опорам моста большую поперечную жесткость.

При большой длине моста и высоте, превышающей 4 м, необходимо придать мосту продольную жесткость путем устройства через каждые 15—25 м уширенных двухрядных опор (см. фиг. 104).

Изготовление отдельных элементов мостов американского типа нужно производить на специальных заводах или строительных дворах, снабженных необходимым оборудованием для механизированной обработки леса и изготовления отдельных элементов.

Для монтажа моста на месте должно иметься элементарное механическое оборудование: механический копер или молот для бойки свай, грузовой автомобиль с краном

Благодаря простоте укладки насадок, прогонов настила и прочих элементов моста количество потребной для монтажа квалифицированной рабочей силы сводится к минимуму.



Основные достоинства балочных мостов американского типа, таким образом, сводятся к следующему.

- 73

3. Благодаря применению пиленого леса уменьшается расход лесного материала, а следовательно, и вес моста. Простота всех сопряжений позволяет уменьшить расход металла.

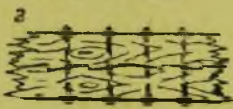
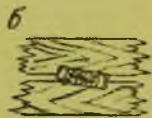
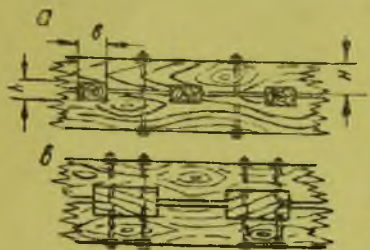
4. Применение одноярусных прогонов значительно уменьшает строительную высоту моста. Устройство же асфальтобетонного покрытия, наряду с меньшей изнашиваемостью, предохраняет также настил и нижележащие элементы конструкции от увлажнения атмосферными осадками.

5. Простота конструкции и применение пиленого леса позволяют легко переходить к механизированным методам производства работ, создающим условия для более быстрого темпа работ, сокращения стоимости сооружения и экономии в необходимом контингенте квалифицированной рабочей силы.

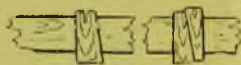
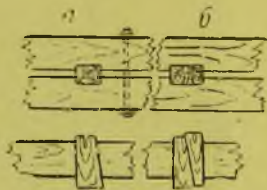
Несмотря на указанные преимущества деревянные балочные мосты американского типа до сего времени не получили распространения в СССР.

§ 16. Балочные мосты с составными прогонами

В балочных мостах с прогонами составного сечения бревна каждого прогона связываются при помощи шпонок, колодок или других связей для совместной работы на изгиб всего прогона в целом.

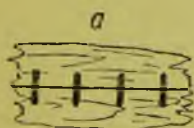


Фиг. 119. Типы составных прогонов [на шпонках, колодках и зубьях.

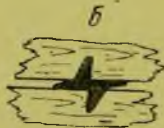


Фиг. 120. Типы деревянных шпонок.

Соединение на шпонках представлено на фиг. 119, а. Шпонки представляют собой дубовые бруски прямоугольного сечения высотой h около 0,25—0,30 высоты H соединяемых брусков (бревен) и шириной $b \geq 2,5h$. Шпонки располагают волокнами перпендикулярно к направлению продольной оси балки. Чтобы при усушке дерева шпоночное соединение не ослаблялось, прибегают к подбивке шпонок. Для этого шпонкам придают несколько клинообразную в продольном направлении форму (фиг. 120, а) или составляют их из двух элементов (фиг. 120, б). Длину шпонок делают на 5—8 см больше ширины соединяемых элементов для запаса на подбивку. Соединяемые элементы располагают плотную, или лучше с зазором около $\frac{1}{10}H$, где H — высота элемента. Зазор предохраняет балку от загнивания, позволяет подтягивать болты при усыхании и повышает также момент сопротивления балки.



Пластинчатые шпонки



Фасонная шпонка

Фиг. 121. Металлические пластинчатая и фасонная шпонки.

Болты устанавливают в промежутках между шпонками, чтобы не препятствовать их подбивке. Для усиления работы шпонок можно располагать их наклонно (фиг. 119, б); однако, это усложняет выполнение соединения и потому применяется редко.

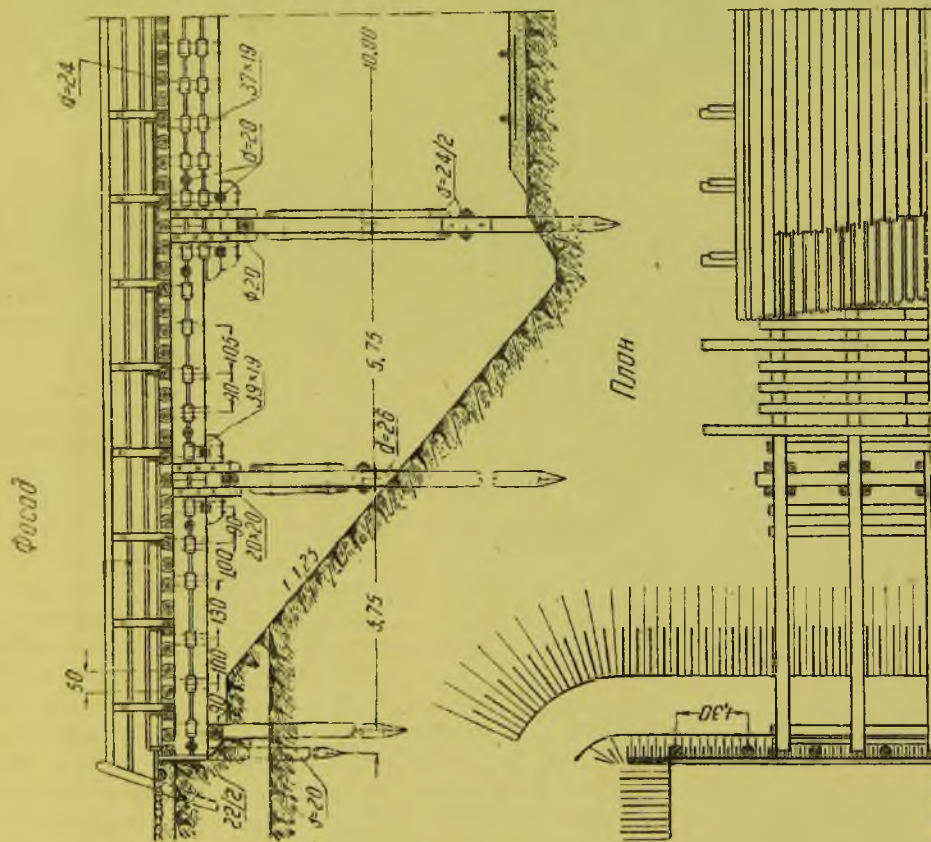
Соединение на колодках представлено на фиг. 119, в. Колодки представляют собой небольшие отрезки брусков из того же леса, что и бревна прогона, располагаемые волокнами вдоль моста. Благодаря такому устройству и расположению колодок усушка их происходит в тех же условиях, что и бревен прогона. Поэтому соединения на колодках приходят с течением времени в меньшее расстройство, чем соединения на шпонках. Так как колодки не требуют подбивки, то болты, стягивающие элементы балки, обычно пропускают через колодки.

Раньше применяли соединения при помощи зубьев (фиг. 119, г). Вследствие трудности обработки и пригонки от этого способа соединения в настоящее время отказались.

Technical drawing of a roof truss system. The drawing shows a cross-section of the roof structure with various dimensions and labels. Key dimensions include:

- Roof slope: $30/2$
- Truss height: 160
- Truss width: 150
- Roof thickness: 24×8
- Roof width: 26×6
- Roof depth: 14×14
- Roof length: 18×20
- Roof angle: $24/12$

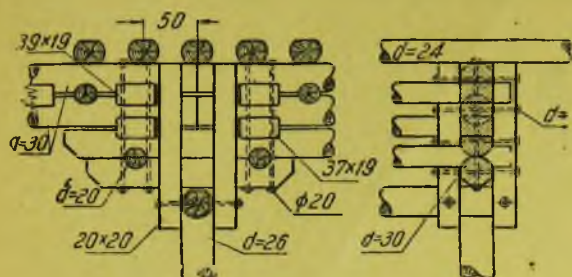
 The drawing also shows a series of vertical lines representing the roof structure and a series of horizontal lines representing the roof surface.



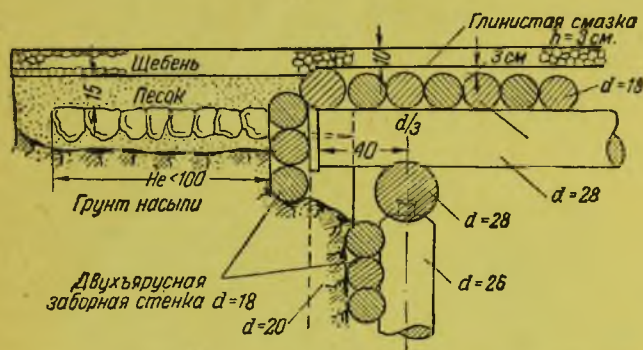
Фиг. 122. Балочный путепровод с прогонами на колодах.

75

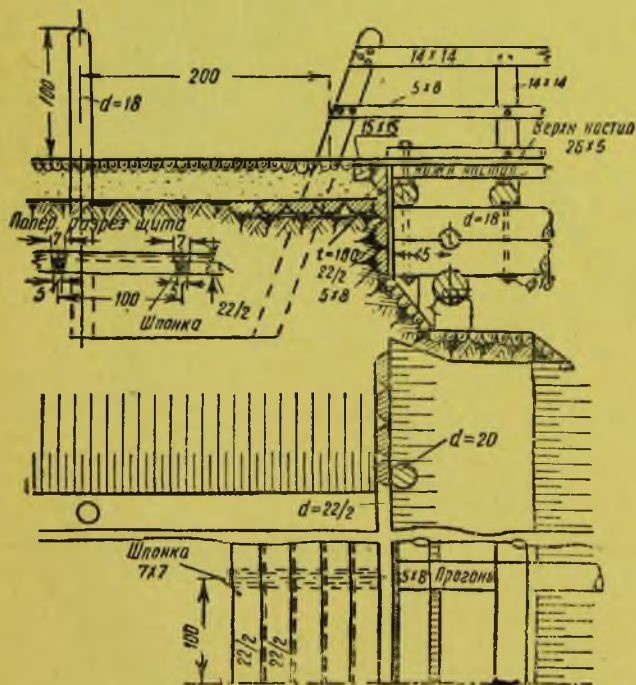
Существуют также некоторые новые способы сплачивания брусьев в составное сечение при помощи металлических кольцевых, пластинчатых (фиг. 121, а), фасонных (фиг. 121, б) и других шпонок. Однако, эти способы соединения еще не нашли применения в автодорожном мостостроении.



Фиг. 123. Деталь сопряжения прогонов.



Фиг. 124. Простейшая конструкция сопряжения моста с насыпью.



Фиг. 125. Сопряжение моста с насыпью.

на торцы прогонов и сваи крайней опоры, показано на фиг. 124.

Такая конструкция не дает удовлетворительного сопряжения. Грунт, имея возможность выдавливаться в разрывы между верхней и нижней частями заборной стенки, дает просадку у въезда на мост.

В качестве примера применения прогонов составного сечения для балочного моста на фиг. 122 приведена конструкция путепровода для автомобильной дороги через железнодорожные пути. Путепровод имеет средний пролет в 10 м. Ограниченная строительная высота и габаритные

условия заставили остановиться для перекрытия 10-метрового пролета на балочной системе с сосредоточенными составными прогонами на колодках.

Для получения достаточной связи между бревнами прогонов каждая колодка стянута болтами. Средний пролет $l = 10$ м перекрыт трехярусными составными прогонами, береговые же пролеты $l = 5,75$ м — двухярусными составными прогонами. Стыки прогонов над опорами и сопряжение с подбалкой показаны на фиг. 123 в деталях. Для жесткости и устойчивости прогонов поставлены сжимы и анкеры.

§ 17. Сопряжение моста с насыпью

Сопряжение моста с насыпью должно обеспечивать спокойный (без толчков) переход автомобилей и других видов движущихся нагрузок с насыпи на мост и с моста на насыпь. При этом конструкция сопряжения должна также предохранять примыкающие к насыпи концы пролетных строений моста от опасности загнивания и в то же время сама иметь достаточный срок службы, не меньший срока службы основной конструкции сооружения.

Одно из простейших сопряжений моста с насыпью путем устройства заборной стенки, опирающейся непосредственно

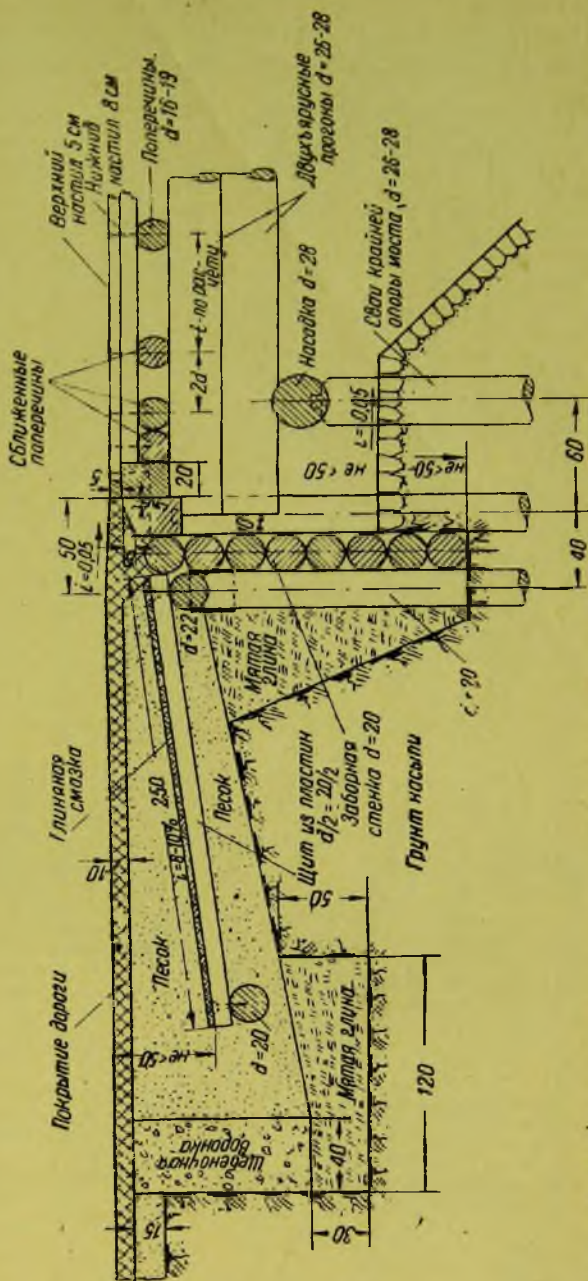
Иногда под песчаным слоем дорожного покрытия устраивают специальный слой булыжной мостовой, предназначенной для лучшего распределения сосредоточенных давлений от колес временной нагрузки на насыпь. Однако, опыт эксплуатации мостов показывает, что это устройство не оказывает существенно благоприятного влияния на состояние сопряжения, так как булыжный слой быстро разрушается.

Для предохранения концов прогонов от загнивания к их торцам прибавают просмоленную доску (см. фиг. 124), однако эта мера недостаточно эффективна.

Для предотвращения образования просадок при въезде на мост под песчаным слоем может быть устроена мостовая или деревянный щит длиной около 1 м, предназначенный для распределения давлений от колес временной нагрузки на насыпь. Щит выполнен из пластин, связанных шпонками, и уложен с уклоном 4°/0 в сторону от моста для стока с него воды.

Однако, и эта конструкция практически весьма несовершенна, так как щит проседает вместе с нижележащим грунтом насыпи, з (обычно забытые в насыпной грунт прижимается к торцам прогонов и

В качестве примера одного из новых типов сопряжений, разработанных ДОРНИИ, на фиг. 126 представлена конструкция сопряжения с насыпью деревянного моста, имеющего проезжую часть с двойным дощатым настилом, уложенным по поперечинам.



Фиг. 126. Конструкция сопряжения моста с насыпью, предлагаемая ДОРНИИ для мостов с двойным дорожным настилом.

Непосредственно за поперечным брусом, окаймляющим продольный настил, уложен другой брус, опирающийся на сваи заборной стенки. Сваи заборной стенки забиваются

на расстоянии 0,5—0,6 м от крайней опоры моста на глубину, равную глубине забивки коренных свай опоры моста. Это необходимо для того, чтобы осадка конструкции сопряжения и опор самого моста была по возможности одинакова.

Вплотную к заборной стенке расположен второй ряд свай, служащих опорой для щита, укладываемого в насыпи и представляющих собой существенную составную часть сопряжения.

Сваи, поддерживающие щит, забивают на такую же глубину, что и основные сваи моста. Щит опирается на насадку, укрепленную на сваях при помощи металлических хомутов.

Щит образован из пластин, уложенных горбылями вверх; пластины пришивают к насадке глухарями. Щит имеет в длину 2,5 м и укладывается с уклоном в 10% от моста для создания плавного нарастания жесткости дороги при переходе колеса автомобиля с насыпи на мост.

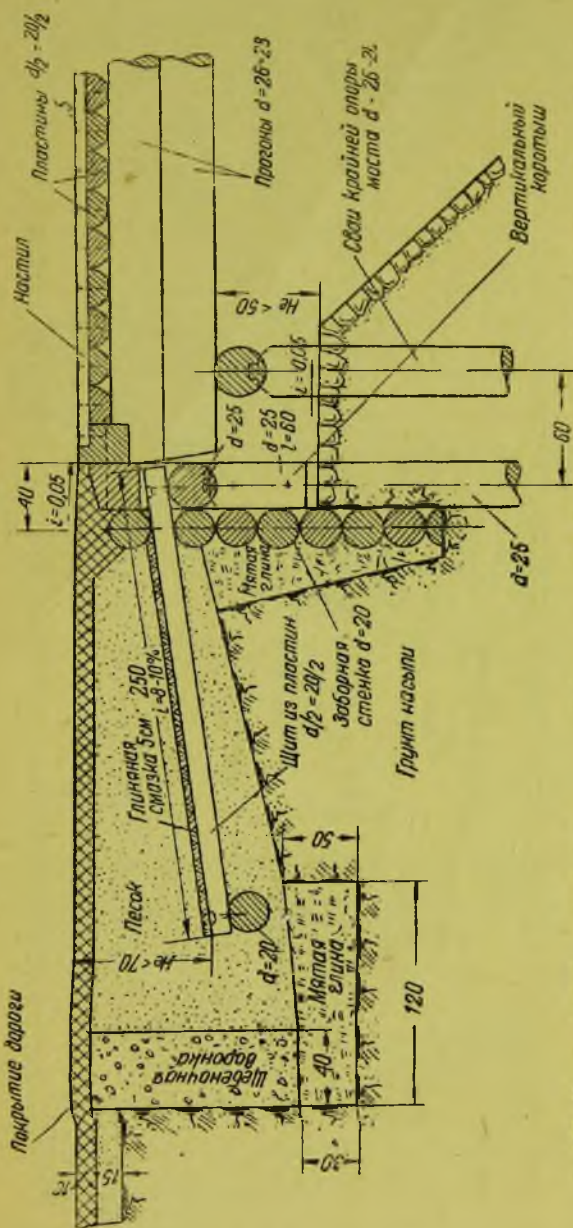
Щит укладывается на хорошо утрамбованную подушку из крупного песка. Сверху щит покрывается слоем мягкой глины для предохранения его от влаги.

За щитом, несколько ниже его, устраивается глиняная подушка. Над

этой подушкой закладывается щебеночная воронка, служащая для вывода на откосы насыпи воды, попадающей в сопряжение. Для этого глиняному основанию воронки придается уклон в 3—4% в поперечном к оси дороги направлении.

Для предохранения конструкции сопряжения от увлажнения атмосферными осадками в мостах, устраиваемых на дорогах, не имеющих черного покрытия, у места сопряжения, на участках длиной около 5 м с каждой стороны моста, следует укладывать асфальтовое покрытие.

Насыпь на подходах к мосту нужно отсыпать слоями, с утрамбовкой и поливкой водой, для того, чтобы осадки насыпи в месте сопряжения ее с мостом были минимальные.



Фиг. 127. Конструкция сопряжения моста с насыпью, не требующая забивки специальных свай под щит.

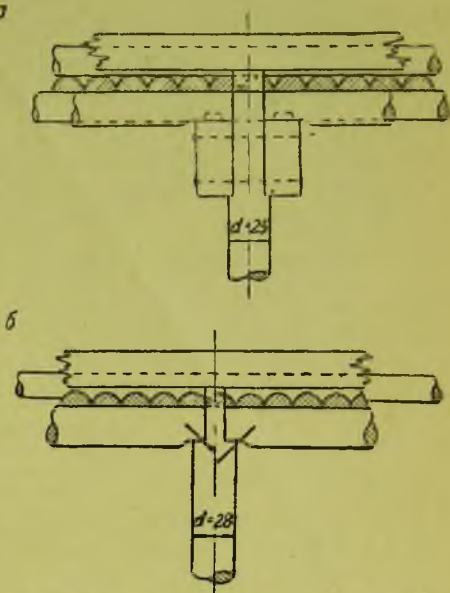
Другой тип сопряжения, дающий возможность обойтись одним рядом свай в конструкции сопряжения, представлен на фиг. 127 применительно к мосту с настилом из пластин, покрытых слоем досок. В этом случае к сваям заборной стенки прикрепляют вертикальные коротыши (фиг. 128, а), на которые укладывают насадки, поддерживающие наклонный щит, или же эти насадки укладывают на вырубленные в сваях площадки — „плечи“ (фиг. 128, б).

§ 18. Затопляемые мосты

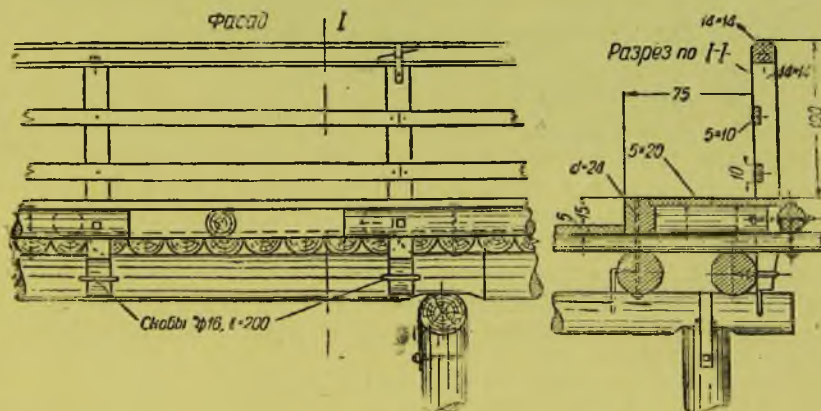
В некоторых случаях, когда по условиям эксплуатации дороги можно допустить перерыв в движении на время половодья, а также, если устройство высокого моста и насыпей оказывается слишком дорогим, прибегают к постройке затопляемых или разборных мостов. Особенность затопляемых мостов заключается в том, что при подъеме воды во время весеннего половодья мост полностью затопляется и лед проходит над мостом. Поэтому конструкция затопляемого моста должна быть такова, чтобы при самом низком ледоходе лед не мог повредить мост и чтобы затопленные части конструкции не могли всплыть. Для этого поверхность проезжей части моста должна быть ниже подошвы льдин при самом низком ледоходе не менее чем на 0,50 м. Все элементы закрепляются против всплытия металлическими хомутами, болтами и гвоздями.

Перила затопляемых мостов обычно устраивают съемными и убирают на время ледохода и половодья.

На фиг. 129 представлена деталь конструкции затопляемого моста со съемными перилами. Для разборки этих перил сначала снимают болты, прикрепляющие стойки, затем освобождают хомуты поручня и выдергивают гвозди перильного заполнения с одной стороны стойки. После этого снимают звено перил с двумя стойками, при



Фиг. 128. Детали опирания щита на сваи заборной стенки.

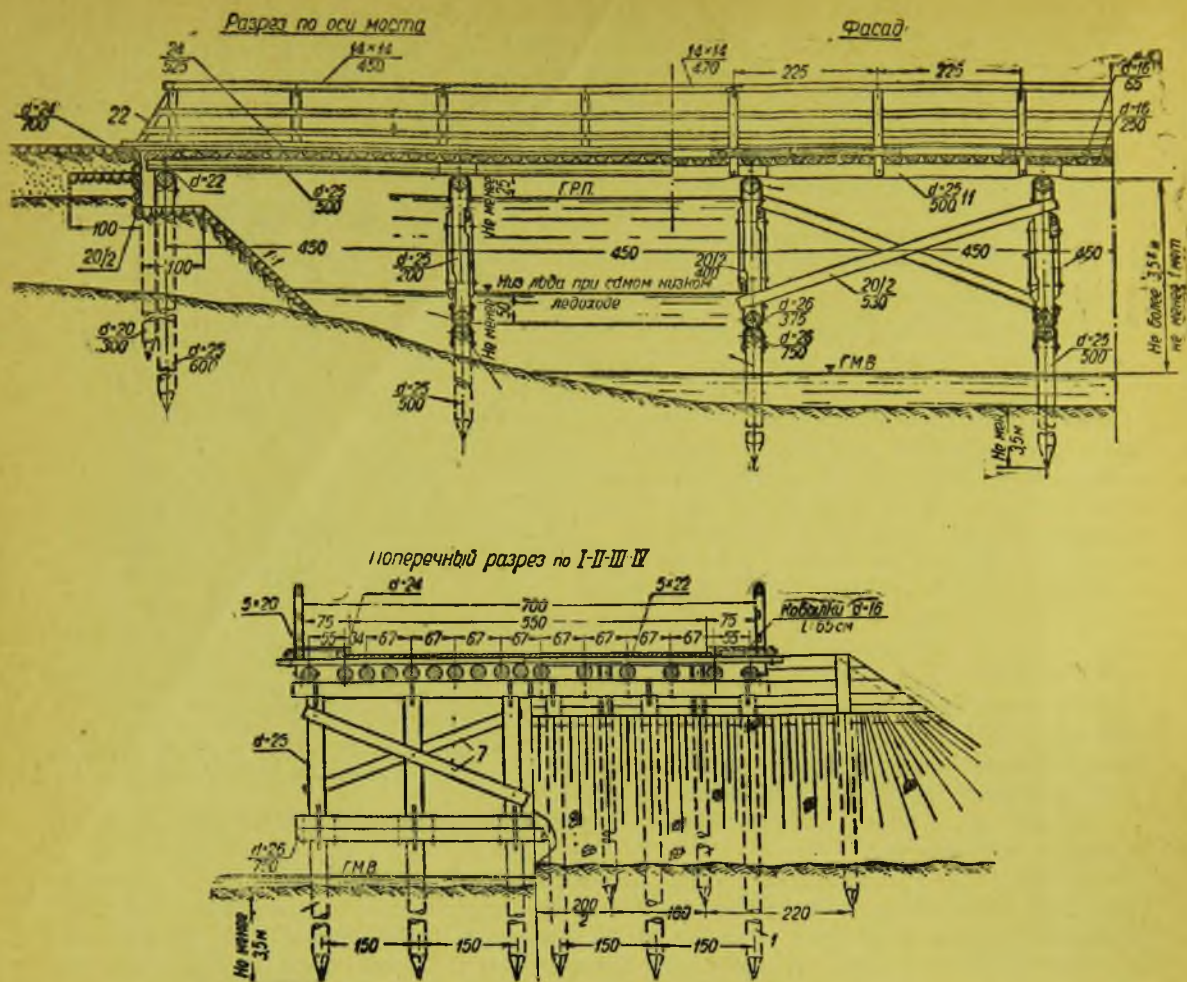


Фиг. 129. Деталь конструкции затопляемого балочного моста.

этом нижние концы стоек выходят из гнезд, образованных скобами, забитыми в прогоны. При больших скоростях течения во время высоких вод затопляемые мосты, во избежание сноса, следует загружать камнями.

Особенность разборных мостов заключается в полной разборке пролетных строений и верхних частей опор на время ледохода и паводка.

Нижнюю часть опор разборных мостов устраивают постоянной и выводят выше горизонта межени вод, но так, чтобы при самом низком ледоходе оставался запас не менее 0,5 м до низа льдин.



Фиг. 130. Конструкция разборного балочного моста.

Пример конструкции разборного моста представлен на фиг. 130. Опоры моста имеют постоянную (неразборную) нижнюю часть, образованную из свай с насадками, и съемную верхнюю часть из двух рам, устанавливаемых в собранном виде на место. Для жесткости опор моста в продольном направлении через каждые два пролета устроены продольные диагональные схватки, связывающие рамы.

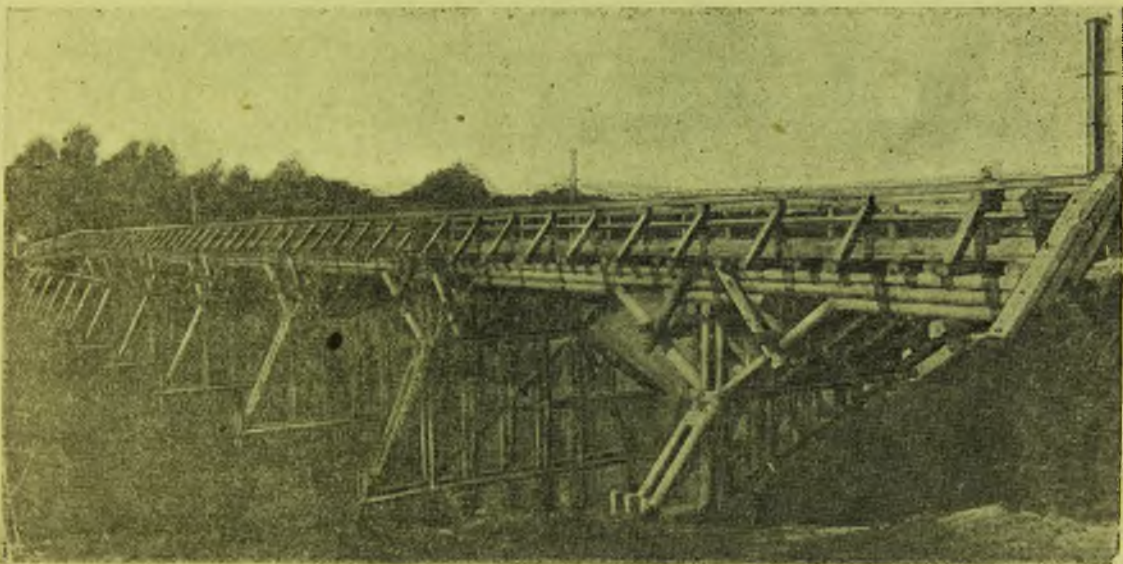
В настоящее время затопляемые и разборные мосты применяют сравнительно редко. Устройство таких мостов требует перерыва движения по дороге на время половодья, затопляемые мосты часто сильно повреждаются и даже сносятся высокой водой и ледоходом, а потому требуют больших расходов на ремонт и восстановление.

Глава V

ПОДКОСНЫЕ МОСТЫ

§ 19. Общие сведения о подкосных мостах и основные системы их

Простейшая балочная система для мостов с пролетами более 8—10 м оказывается уже неприменимой, и приходится переходить к устройству пролетных строений подкосной системы. Подкосные мосты, в зависимости от величины перекрываемых пролетов, могут иметь более или менее сложную схему с одной или несколькими парами подкосов в каждом пролете.



Фиг. 131. Общий вид подкосного моста.

В настоящее время мосты подкосных систем применяются для перекрытия пролетов до 20 м и более. Основное преимущество этих мостов заключается в простоте конструкции и возможности ее выполнения без специально квалифицированной рабочей силы. Благодаря этому подкосные системы имеют весьма широкое распространение на автомобильных дорогах.

Общий вид моста, перекрывающего реку на всю длину подкосными пролетами, приведен на фиг. 131.

Система подкосного моста определяется в первую очередь величиной перекрываемого пролета. Основные подкосные системы, применяемые в мостах на автомобильных дорогах, могут быть разделены на:

- простые подкосные системы (фиг. 132, а, б, в),
- комбинированные подкосные системы (фиг. 132, г, д, е, ж, з, и),
- арочно-подкосные системы (фиг. 132, к, л).

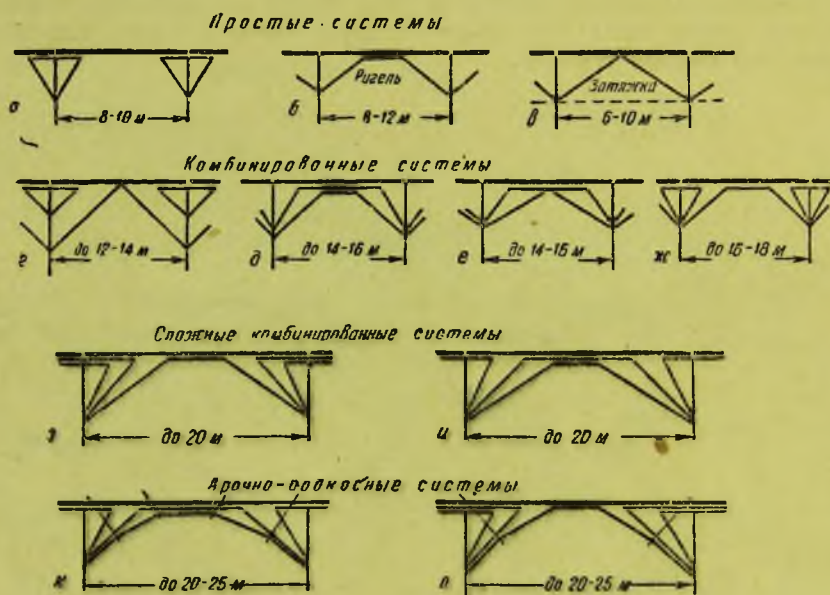
Из этих систем наибольшее распространение для мостов на автомобильных дорогах получили:

- 1) трапецидально-подкосная система (фиг. 132, а и 133, а),

- 2) ригельно-подкосная система (фиг. 132, б),
- 3) треугольно-подкосная система (фиг. 132, в и 133, б),
- 4) комбинированные подкосные системы (фиг. 132, ж, з, и и 133, в, г),
- 5) арочно-подкосные системы (фиг. 132, к, л).

Пролетные строения трапециoidalно-подкосной системы (фиг. 132, а и 133, а) имеют прогоны, опирающиеся своими концами на подбалки, лежащие на насадках свайных опор и поддерживаемые в свою очередь подкосами. Таким образом, подбалка с подкосами уменьшает расчетный пролет прогонов и позволяет перекрывать пролеты $l=8-10$ м.

Пролетные строения ригельно-подкосной системы (фиг. 131 и 132, б) в средней части прогонов имеют горизонтальный дополнительный элемент — ригель, подпертый с обоих концов подкосами. Для геометрической неизменяемости этой системы необходимо, чтобы прогоны на всей длине были цельными (неразрезными). Мосты ригельно-подкосной системы применяются для перекрытия пролетов $l=8-12$ м.



Фиг. 132. Основные системы подкосных мостов.

В пролетных строениях треугольно-подкосной системы (фиг. 132, в и 133, б) прогоны поддерживаются в середине пролета двумя подкосами, сходящимися верхними концами в одной точке. Нижние концы подкосов упираются в свайные опоры, причем для восприятия передаваемого подкосами распора опоры связывают затяжками. Вследствие геометрической неизменяемости треугольно-подкосной системы такие мосты обладают большой вертикальной жесткостью и могут с успехом применяться для перекрытия пролетов $l=6-10$ м.

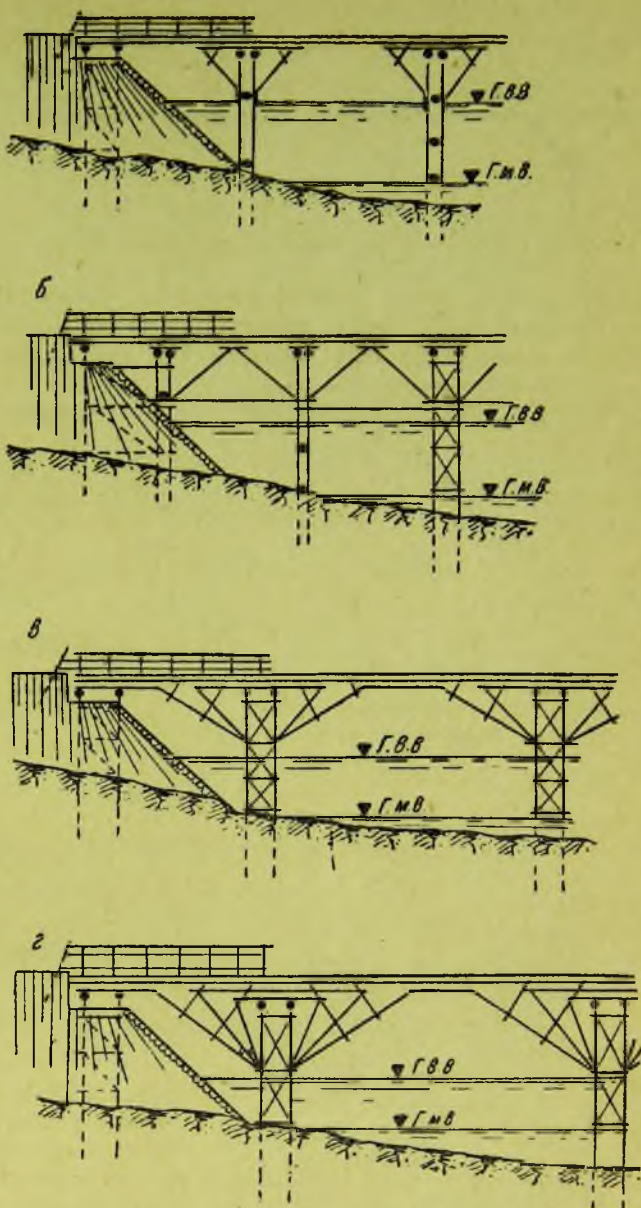
Для перекрытия пролетов более 10—12 м обычно прибегают к устройству мостов с комбинированными подкосными фермами, образованными сочетанием простейших трапециoidalных и ригельно-подкосных систем. Наиболее распространенная в мостах на автомобильных дорогах простейшая комбинированная подкосная система представляет сочетание трапециoidalной и ригельно-подкосной систем (фиг. 132, ж и 133, в). Мосты этого типа применяются для перекрытия пролетов до 16—18 м. Из более сложных комбинированных подкосных систем, получаемых сочетанием более чем двух простых подкосных систем, наиболее употребительны схемы, приведенные на фиг. 132, з, и и 133, г, применяемые для перекрытия пролетов до 20 м. Для пролетов $l=20-25$ м приходится применять еще более сложную подкосную систему, называемую арочно-подкосной. Арочно-подкосная система состоит из сочетания многоугольной арки и трапециoidalных и ригельно-подкосных систем (фиг. 134).

§ 20. Мосты трапециoidalно-подкосной системы

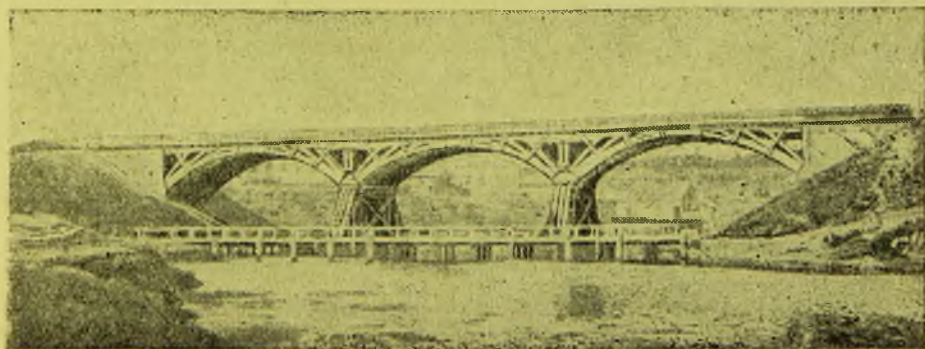
Мосты трапециoidalно-подкосной системы применяются для перекрытия пролетов 8—10 м под автомобильную нагрузку.

Особенность конструкции трапециoidalно-подкосных мостов заключается в том, что в них прогоны поддерживаются подкосами, упирающимися своими нижними концами в сваи, верхними же — непосредственно в прогон (фиг. 135, а) или подбалку (фиг. 135, б). Наиболее целесообразно устройство трапециoidalно-подкосных мостов с подбалками, так как в этом случае прогоны не ослабляются врубкой в них подкосов и наличие подбалки облегчает устройство стыков в прогонах.

Длина подбалки обычно принимается равной $(0,4—0,5)l$; угол α наклона подкосов к горизонту следует делать близким к 45° . Под действием вертикальной нагрузки прогоны работают на изгиб и передают свое давление через подкосы и сваи. При этом под действием давления, приложенного к вершине подкоса (фиг. 136), в подбалке возникает растягивающее усилие H , в подкосе же — сжимающее D . В нижнем конце подкоса передаваемое им усилие D разлагается на вертикальную реакцию V и горизонтальную H , называемую распором. Распор частично передается соседним пролетам, частично же вызывает горизонтальный изгиб свайных опор. В автомобильных мостах, запроектированных под легкую временную нагрузку, распор не вызывает

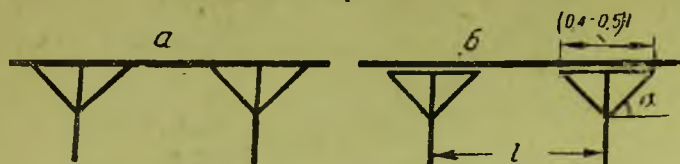


Фиг. 133. Схемы подкосных мостов наиболее употребительных систем.



Фиг. 134. Арочно-подкосный мост.

особенно больших изгибающих моментов в сваях; при тяжелой же расчетной нагрузке или большой высоте опор может оказаться необходимой постановка специальной затяжки, принимающей на себя действие распора (фиг. 137).

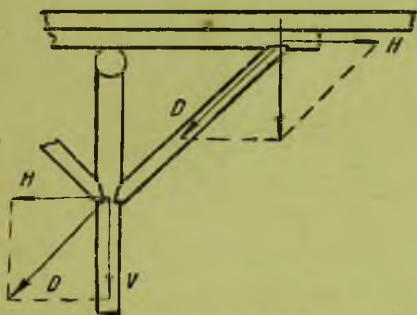


Фиг. 135. Схемы трапецидально-подкосных мостов.

Схема многопролетного трапецидально - подкосного моста представлена на фиг. 138. Для достаточной продольной жесткости моста

через каждые 3—4 пролета следует устраивать широкие решетчатые опоры.

Пример конструкции трапецидально-подкосного моста с пролетами по 10 м (между осями опор) под нагрузку Н8 при ширине проезда $A=5,5$ м приведен на



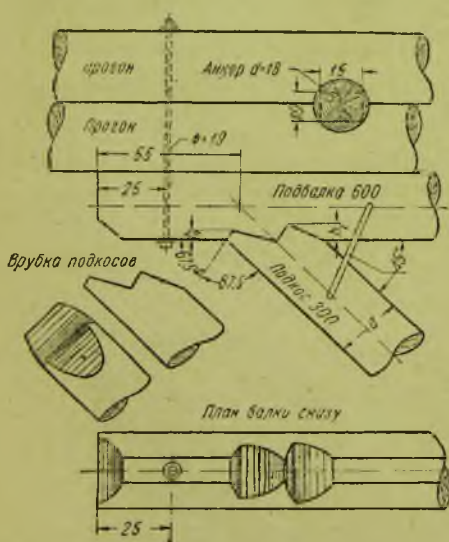
Фиг. 136. Схема передачи усилий подкосам.



Фиг. 137. Схема трапецидально-подкосного моста с затяжкой.



Фиг. 138. Схема многопролетного трапецидально-подкосного моста.



Фиг. 140. Деталь сопряжения подкоса с подбалкой.

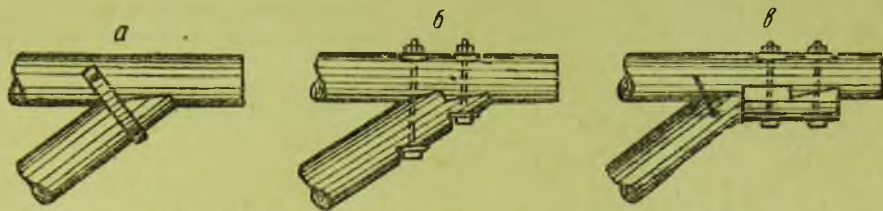
фиг. 139 (см. вклейку). Пролеты моста перекрыты двухъярусными прогонами. Для поперечной устойчивости прогонов установлены анкеры и сжимные брусья. Сжимные брусья располагаются около свайных опор и, стягивая прогоны, одновременно создают также связь с поперечинами и насадками. Стыки прогонов устраивают над свайными опорами. Подбалки, поддерживающие прогоны, связаны с ними болтами и анкерами.

Подкосы упираются в концы подбалок при помощи врубок двойным зубом и укрепляются скобами (фиг. 140).

Сопряжение верхнего конца подкоса с подбалкой может быть произведено при помощи металлического хомута (фиг. 141, а), болтов (фиг. 141, б) и специальной упорной подушки (фиг. 141, в).

Сопряжение нижних концов подкосов со сваями в рассматриваемой конструкции устроено при помощи деревянных зубчатых коротышей, прикрепленных к свае болтами (см. фиг. 139).

В месте примыкания подкосов к сваям и над горизонтом меженных вод установлены горизонтальные поперечные схватки из пластин, связывающих сваи каждой опоры в поперечном направлении. Кроме того, для увеличения поперечной жесткости опоры имеют укосины и диагональные схватки.

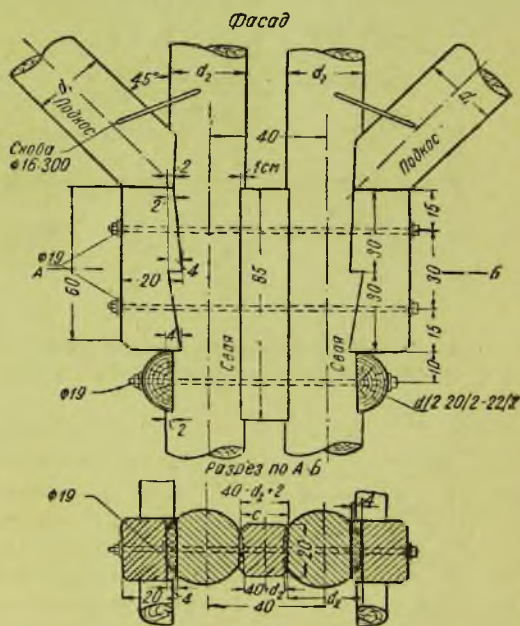


Проезжая часть моста образована из двойного дощатого настила, уложенного по поперечинам, лежащим по прогонам. Для придания поверхности настила поперечного уклона на поперечины, под доски нижнего настила, положены подкладки из клиновидно подтесанных досок.

Опоры моста устроены по фасаду из двух рядов свай. Сваи должны быть забиты в грунт на глубину не менее 3—4 м; при этом сваи желательно делать целыми, без стыка, для улучшения работы их под действием передаваемого подкосами распора. В случае большой высоты моста или при необходимости глубокой забивки свай приходится их наращивать. Наращивание производится на высоте 30—50 см над горизонтом меженных вод; место наращивания укрепляют металлическими хомутами и горизонтальными схватками.

Конструкция широких решетчатых опор, применяемых в многопролетных трапецидально-подкосных мостах для гарантии продольной жесткости моста и восприятия тормозных сил временной нагрузки, представлена на фиг. 143. В этой опоре ряды свай раздвинуты по фасаду на расстояние 1,5 м друг от друга и связаны горизонтальными схватками и диагональными распорными крестами.

При нагрузке одного пролета моста временной нагрузкой подкосы передают на свайные опоры горизонтальный распор, вызывающий боковой изгиб. Изгиб возрастает с увеличением интенсивности временной нагрузки и высоты опор. Поэтому при значительной высоте моста опорам его приходится придавать большую горизонтальную жесткость, устраивая их из двух рядов свай, связанных колодками (фиг. 144), или же делая все опоры широкими, с решетчатыми связями.

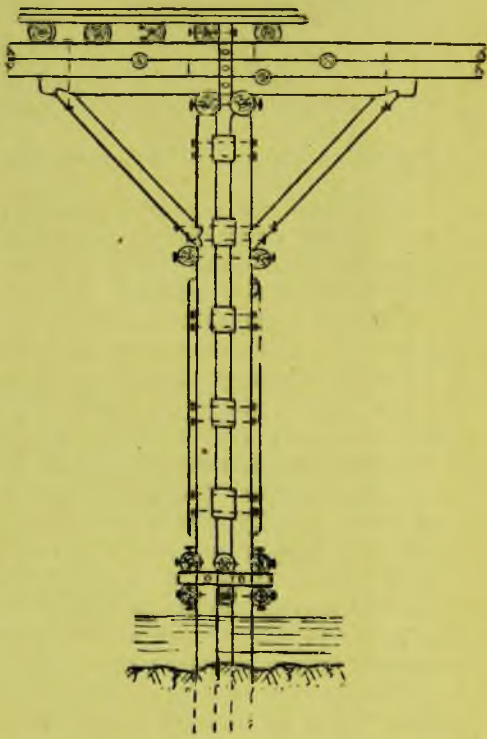
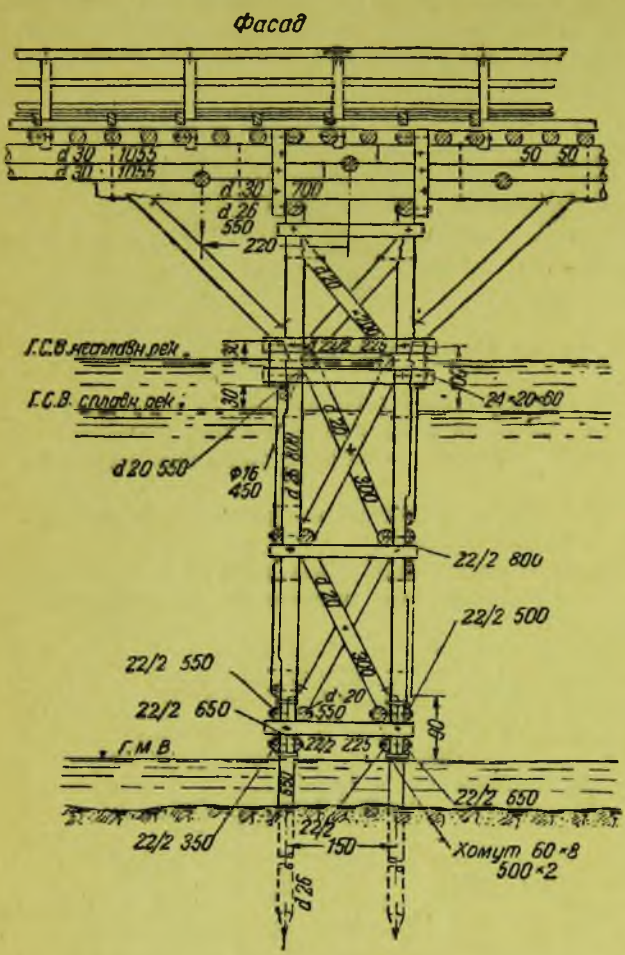


Фиг. 142. Деталь сопряжения подкосов с опорой.

Простая ригельно-подкосная система, в которой прогоны поддерживаются в средней части дополнительным горизонтальным элементом — ригелем, подпертым с обоих концов прогонами, довольно часто применяется для автомобильных мостов с проле-

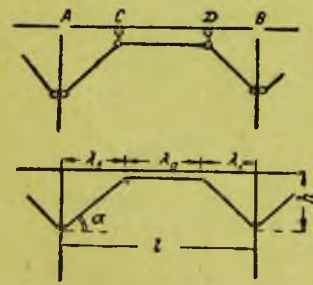
тами от 8 до 12 м, иногда и до 15 м. При действии на ригельно-подкосную ферму вертикальной нагрузки прогоны работают на изгиб, опираясь на нижележащую

конструкцию в точках *A, B, C* и *D* (фиг. 145). При этом в сопряжениях деревянных элементов всегда возможен взаимный поворот одной части относительно другой, а потому эти сопряжения приближаются к шарнирным.



Фиг. 143. Конструкция широкой решетчатой опоры трапецидально-подкосного моста.

Фиг. 144. Свайная опора на колодках.



Фиг. 145. Расчетная схема и основные размеры ригельно-подкосной фермы.

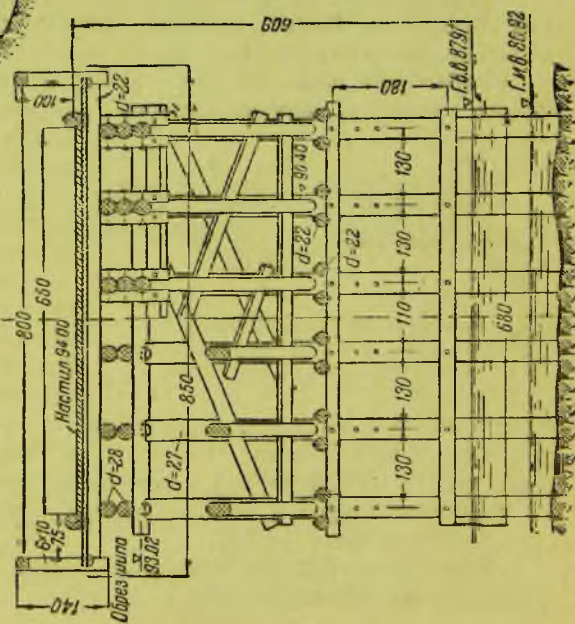
Расчетная схема подкосной фермы поэтому принимает вид, изображенный на фиг. 145. Так как система, состоящая из подкосов и ригеля, геометрически изменяема, то для устойчивости и жесткости ригельно-подкосных мостов необходимо устраивать неразрезные прогоны. Устройство стыков прогонов возможно только над свайными опорами; над вершинами же подкосов и в пределах ригеля стыков устраивать не следует.

В ригельно-подкосной системе прогоны имеют три панели. Длина средней панели, равная длине ригеля λ_0 , обычно принимается больше, чем крайних панелей λ_1 , так как на протяжении среднего участка в работе прогонов на изгиб участвует также и ригель.

Обычно величина λ_0 равна $1/3—1/2$ пролета l ; наиболее употребительные в практике отношения между длинами панелей

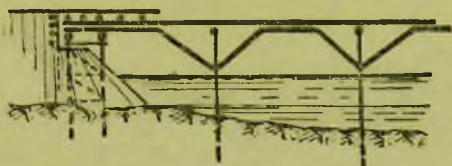
$$\lambda_0 : \lambda_1 = 1:1; \quad 4:3; \quad 2:1.$$

Высоту ригельно-подкосной конструкции h назначают из расчета, чтобы пять подкосов были выше горизонта самых высоких вод не менее, чем на 0,25—0,5 м, и чтобы угол α наклона подкосов к горизонту был во всяком случае не меньше 30°.



87

Так как наклон раскосов зависит не только от уровня расположения пят, но и от относительной длины ригеля, то при разбивке панелей λ_0 и λ_1 следует учитывать получающийся наклон подкосов. Желательно делать угол близким к 45° высоту же $h = (0,25—0,35)l$.

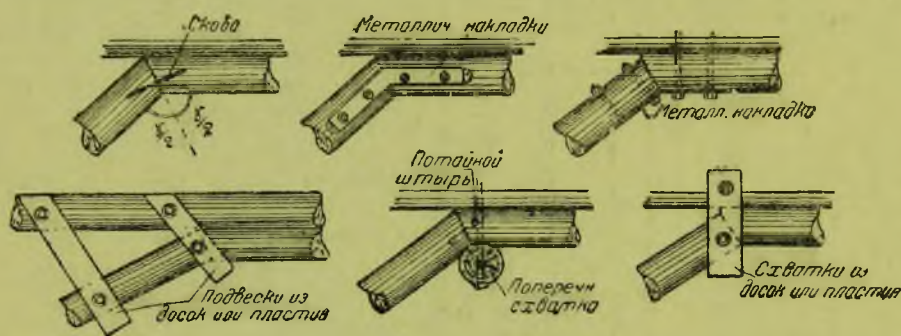


Фиг. 147. Сопряжение ригельно-подкосного моста с насыпью.

Пример конструкции моста с применением ригельно-подкосной системы приведен на фиг. 146. Средний пролет $l = 10,5$ м перекрыт здесь ригельно-подкосным пролетным строением, боковые же пролеты — треугольно-подкосными фермами.

Подкосы ригельно-подкосного строения своими нижними концами упираются в наклонно срезанные головы свай, верхними — в торцы ригеля.

Прогон среднего пролета — двухъярусные со стыками над свайными опорами. Для поперечной устойчивости прогонов они над местами примыкания подкосов к ригелю схвачены сжимами, служащими одновременно и для поддержания поперечных схваток, укрепляющих верхние концы подкосов. Поверх подкосов поставлены в поперечном направлении диагональные поперечные схватки, связывающие подкосы в поперечном направлении.



Фиг. 148. Способы сопряжения подкоса с ригелем.

Верхняя часть опор устроена из стоек, закрепленных при помощи прирубки зубьями между верхними концами свай. При таком устройстве стойки эти часто называют „свечами“.

Сопряжение с берегом осуществлено при помощи треугольно-подкосных и балочных пролетов. Более простой способ сопряжения ригельно-подкосного моста с насыпью схематически представлен на фиг. 147.

Сопряжение подкосов с ригелями может быть устроено различными способами. Обычно подкосы непосредственно упираются в торцы ригеля, причем для того, чтобы уравнивать условия работы на смятие обоих сопрягающихся элементов, опорную площадку устраивают на биссектрисе угла. Для упрощения сопряжения шов часто делают перпендикулярным к оси подкоса.



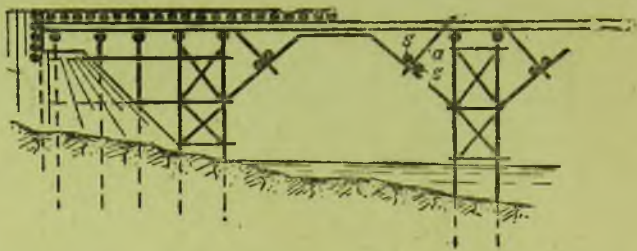
Фиг. 149. Сопряжение подкоса с ригелем при помощи деревянной или металлической подушки.

Против бокового сдвига сопряжение укрепляется скобами, металлическими накладками, деревянными схватками или подвесками (фиг. 148). При больших напряжениях смятия, во избежание вдавливания волокон в сопрягающихся торцах, между ними желательно прокладывать оцинкованное железо. Иногда сопряжение устраивают при помощи подушки из более твердого леса, пропускаемой поперек всего моста и притянутой к прогонам болтами (фиг. 149, а).

В прежние годы в мостах под тяжелую нагрузку применяли металлические чугунные подушки (фиг. 149, б).

Сопряжение нижних концов подкосов со сваями устраивается аналогично трапециoidalно-подкосным мостам.

Для уменьшения свободной длины работающих на сжатие подкосов и для предотвращения дрожаний их при проходе по мосту временной нагрузки в ригельно-подкосных мостах часто ставят дополнительные наклонные подвески a и поперечные схватки z (фиг. 150). Подвески делают из пластин или тонких бревен в виде парных схваток, обжимающих сверху прогоны, а снизу подкосы, и стянутых с прогонами и подкосами болтами.



Фиг. 150. Схема ригельно-подкосного моста с широкими решетчатыми опорами.

Ригельно-подкосные мосты передают распор свайным опорам, вызывая работу их на поперечный изгиб. Поэтому в длинных мостах, особенно при большой высоте, приходится устраивать широкие двухрядные опоры на колодках или с решетчатым заполнением. Широкие опоры можно устраивать через каждые 2—3 пролета или же, в случае значительной высоты моста, все опоры моста делать широкими (фиг. 150).

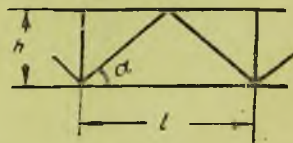
§ 22. Мосты треугольно-подкосной системы

Мосты треугольно-подкосной системы с затяжкой, вследствие геометрической неизменяемости их статической схемы, обладают большой вертикальной жесткостью, позволяющей применять их даже при очень тяжелой временной нагрузке. Это послужило основанием для широкого применения мостов треугольно-подкосной системы под железнодорожную нагрузку. На автогужевых дорогах мосты этой системы в прошлом почти не имели применения. В последние годы, в связи со значительным ростом временной нагрузки, треугольно-подкосная система стала находить применение и при постройке мостов на автомобильных дорогах.

Мосты треугольно-подкосной системы обычно перекрывают пролеты $l = 6—10$ м. Угол α наклона подкосов к горизонту следует делать близким 45° , во всяком случае не менее 30° . Высоту подкосных ферм (фиг. 151) обычно принимают $h = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right)l$.

Вследствие наличия затяжки строительная высота треугольно-подкосных мостов оказывается значительной, что делает применение их для переходов через реки невыгодным из-за необходимости устройства высоких насыпей. Поэтому мосты треугольно-подкосной системы обычно оказываются рациональными для перекрытия оврагов и суходолов и вообще в тех случаях, когда применение этой системы не вызывает необходимости устройства высоких насыпей (например, при высоких берегах на поймах).

Так как затяжки воспринимают полностью горизонтальный распор, передаваемый подкосами, то опоры в треугольно-подкосных мостах не работают на горизонтальный изгиб при загрузке одного из пролетов временной нагрузкой, а потому получаются более легкими, чем в мостах других подкосных систем.

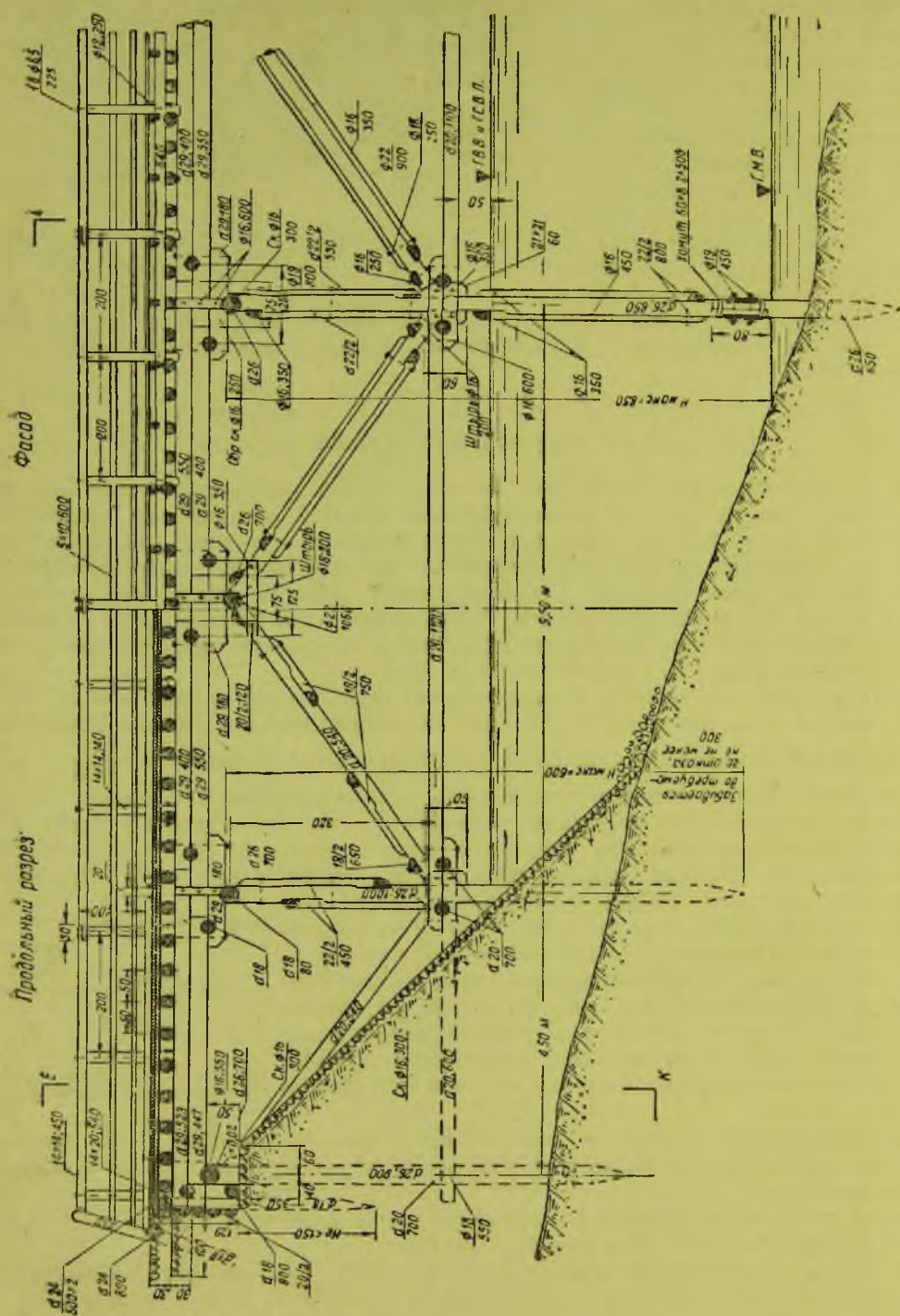


Фиг. 151. Схема треугольно-подкосной фермы.

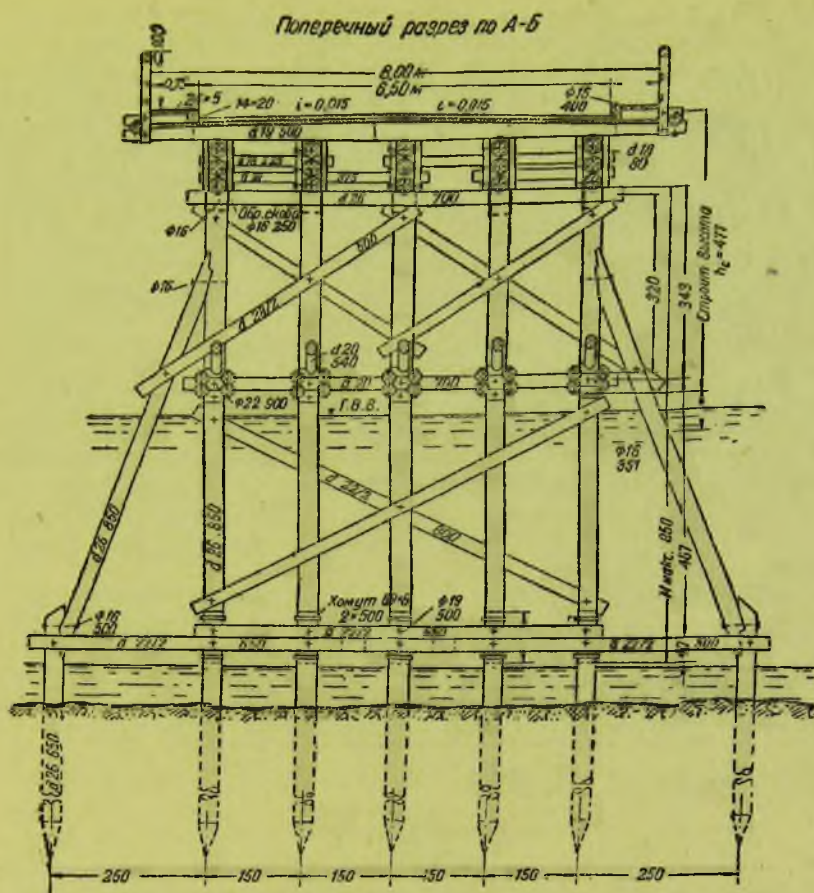
В многопролетных мостах для восприятия тормозных усилий и для создания продольной жесткости моста следует устраивать через каждые 30—40 м широкие решетчатые опоры.

Пример конструкции треугольно-подкосного моста расчетным пролетом 9,5 м под нагрузку Н8 при габарите Г6,5 приведен на фиг. 152а и 152б.

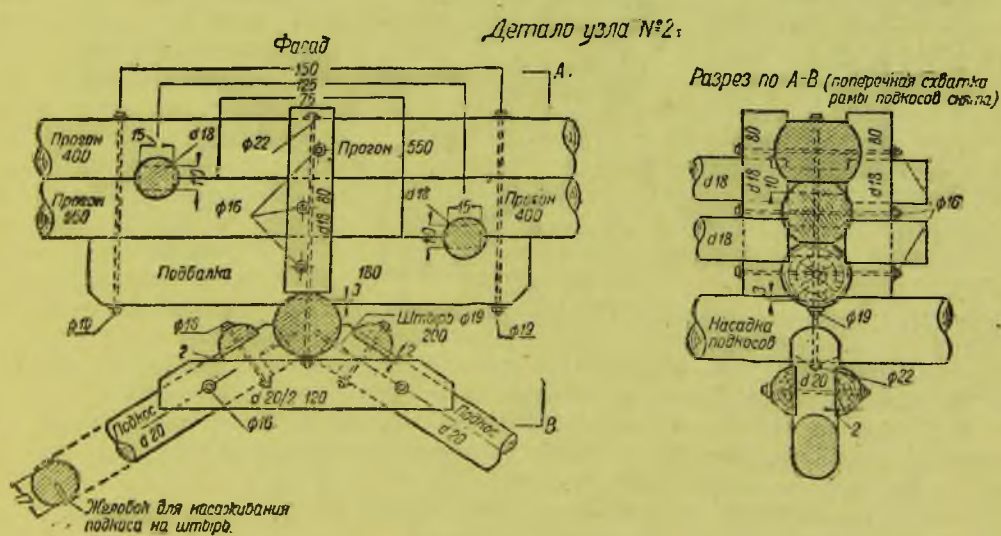
Мост имеет в поперечном сечении пять прогонов, расположенных на расстоянии 1,5 м друг от друга. Прогоны—двухъярусные с подбалками в местах опирания на насадки и верхний узел подкосов. Для поперечной устойчивости и связи прогонов между собой они снабжены сжимами и анкерами. Стыки прогонов устроены над подбалками, в местах опирания на подкосы и насадки; при этом стыки бревен обоих ярусов прогонов расположены вразбежку по обе стороны имеющихся в этих местах сжимов.



Фиг. 152а. Конструкция треугольно-подкосного моста — продольный разрез и фасад.

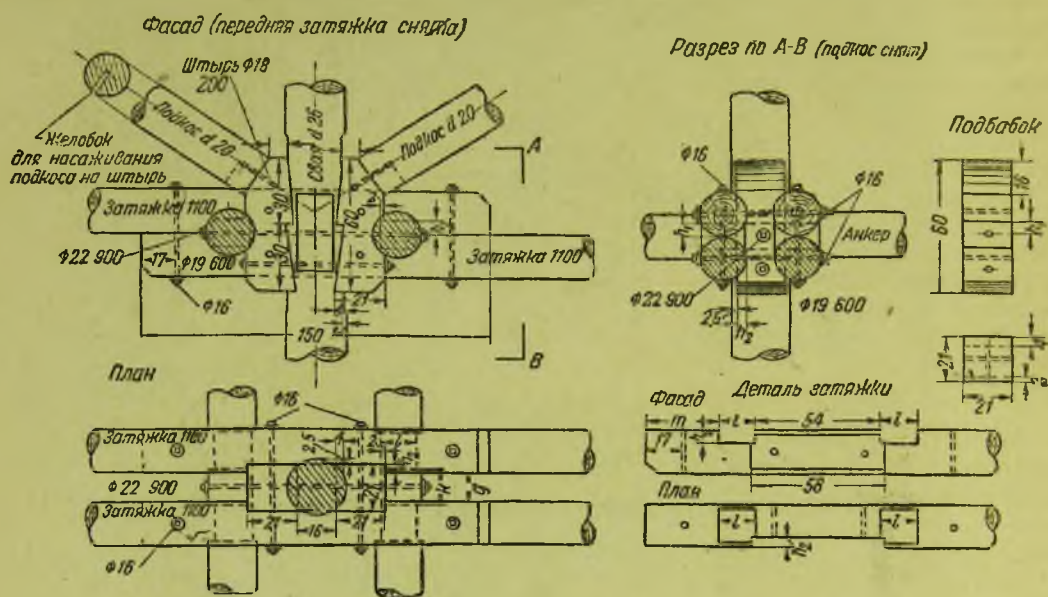


Фиг. 1526. Конструкция треугольно-подкосного моста — поперечный разрез.



Фиг. 153. Деталь сопряжения подкосов с прогонами.

Подкосы упираются своими верхними концами в горизонтальную подушку из круглого леса, проходящую через всю ширину моста и служащую таким образом одновременно и поперечной схваткой. Деталь конструкции верхнего узла приведена на фиг. 153. Для укрепления подкосов на месте торцы их связаны с подушкой при помощи металлических штырей; кроме того, установлены схватки, связывающие верхние части подкосов в продольном и поперечном (по отношению к оси моста) направлении.



Фиг. 154. Деталь сопряжения подкосов и затяжек с опорой.

Примененный в этом проекте способ насаживания подкосов на штырь при помощи желобка нельзя признать удачным, так как, предотвращая смещение торца подкоса по подушке вниз, он не предохраняет от сдвигов вверх, могущих происходить при сотрясениях, вызываемых проходом временной нагрузки. Правильнее применение здесь штырей, закладываемых во время сборки моста в отверстия, просверленные в торцах подкосов и подушках.

Нижние концы подкосов примыкают к свайным опорам при помощи зубчатых коротышей, прикрепленных к сваям. Подкосы связаны в поперечном направлении диагональными схватками из пластин.

Затяжки моста парные, из двух бревен, обхватывающих сваи, располагаются в соседних пролетах в разных уровнях с тем, чтобы была возможность их сопряжения в узлах.

Деталь нижнего узла подкосов и сопряжения затяжек с опорой представлена на фиг. 154. Затяжки имеют вырубку для передачи своих усилий зубчатым коротышам и двум поперечным анкерам, поставленным между прилегающими одна к другой затяжками соседних пролетов. Способ установки штыря, укрепляющего торец подкоса, здесь тоже не может быть одобрен.

Свайные опоры моста в поперечном направлении имеют горизонтальные и диагональные схватки, служащие для придания опорам достаточной поперечной жесткости. Кроме того, при высоте опор более 5—6 м должны быть устроены укосины (фиг. 155).

Сопряжение треугольно-подкосного моста с насыпью осуществляется при помощи балочного пролета, опоры которого по фасаду для большей жесткости связывают подкосами и продольными схватками в уровне затяжек (см. фиг. 152а).

§ 23. Мосты комбинированных подкосных систем

Мосты комбинированных подкосных систем представляют собой сочетание простых подкосных систем: трапецидально-подкосной, ригельно-подкосной и треугольно-подкосной.

Комбинированные системы, образованные сочетанием двух простых систем, могут иметь различные схемы (см. фиг. 132, *г, д, е*). Однако, все эти системы применяются в практике чрезвычайно редко. Что же касается системы, изображенной на фиг. 132, *ж* и 133, *в*, то она наиболее широко распространена в автомобильных мостах, для перекрытия пролетов от 10 до 16—18 м.

Учитывая особенности ригельно-подкосной системы, в мостах рассматриваемого типа приходится также делать прогоны неразрезными на длине $A—B$ (фиг. 156), устраивая стыки лишь в пределах подбалок.

Отношение длин средних панелей λ_0 и λ_1 принимают таким же, как в ригельно-подкосных мостах; длину крайних панелей λ_2 принимают равной, или, чаще всего, несколько больше длины соседних панелей, а именно:

$$\lambda_2 = (1,0—1,5) \lambda_1.$$

Высоту подкосной конструкции и разбивку моста на панели следует производить так, чтобы наклон подкосов был не слишком пологим и не слишком крутым; желательно, чтобы $\alpha \geq 30^\circ$; $\beta \leq 60^\circ$.

Пример конструкции комбинированного подкосного моста с пролетами по 12 м приведен на фиг. 157.

В поперечном сечении мост имеет шесть подкосных ферм, расположенных на расстоянии 1,6 м друг от друга; средние фермы несколько сближены, чтобы уменьшить свешивающиеся концы разрезанных по продольной оси моста поперечин.

Прогоны—двухрусные. Стыки прогонов расположены в пределах подбалок. Обращает на себя внимание отсутствие связей (анкеров и сжимов), необходимых для устойчивости и связи прогонов. Это—недостаток рассматриваемой конструкции: длинные подкосы упираются непосредственно в торцы ригеля; сопряжение скреплено скобами и деревянной поперечной схваткой круглого сечения. Нижний конец длинных подкосов упирается в наклонно спиленные головы свай. Короткие подкосы врублены в подбалки и сваи простым зубом.

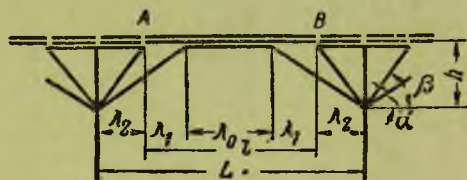
Для увеличения жесткости подкосов они поддерживаются наклонными подвесками и связаны горизонтальными поперечными схватками, препятствующими выпучиванию и дрожанию подкосов.

Коренные сваи в опорах доведены лишь до пят подкосов и наращены выше стойкой (свечой), зажатой между сваями зубчатой врубкой с болтами. Сваи в этом случае могут быть без стыков. Недостаток конструкции опоры со свечой заключается в трудности надлежащей пригонки зубчатых врубок в сопряжении свечи с уже збытыми сваями.

При больших значениях распора, передаваемого подкосами сваям, рассмотренная конструкция опор оказывается недостаточно прочной; поэтому применение двойных опор со свечой может быть ограничено лишь случаями небольшой высоты моста или легкой нагрузки. Более жесткими оказываются опоры, составленные на всю высоту из двух рядов свай, связанных колодками или решетчатым заполнением (фиг. 158).

Конструкция двухрядной опоры на колодках моста комбинированной подкосной системы представлена на фиг. 159 и 160. В поперечном сечении опоры имеет пять коренных свай, расположенных на расстоянии 1,5 м друг от друга.

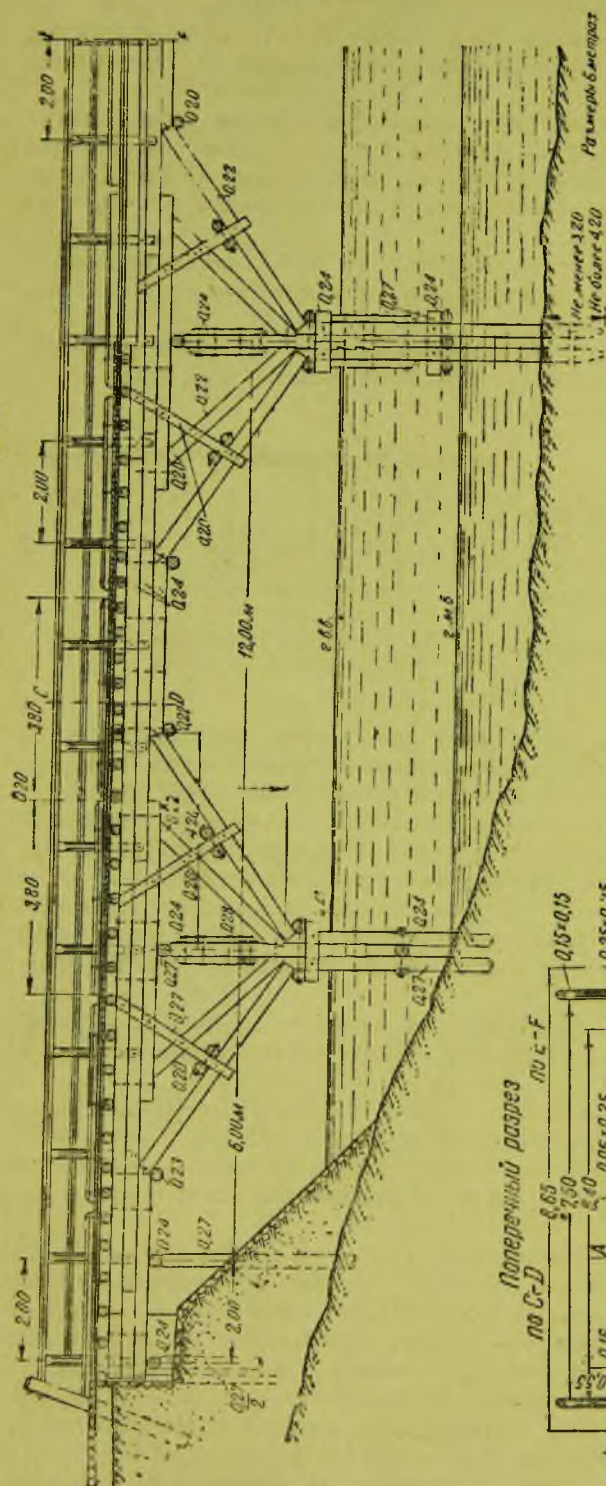
Сваи соединены между собой деревянными колодками и болтами для обеспечения совместной работы, необходимой для восприятия изгиба от горизонтального распора подкосных ферм.



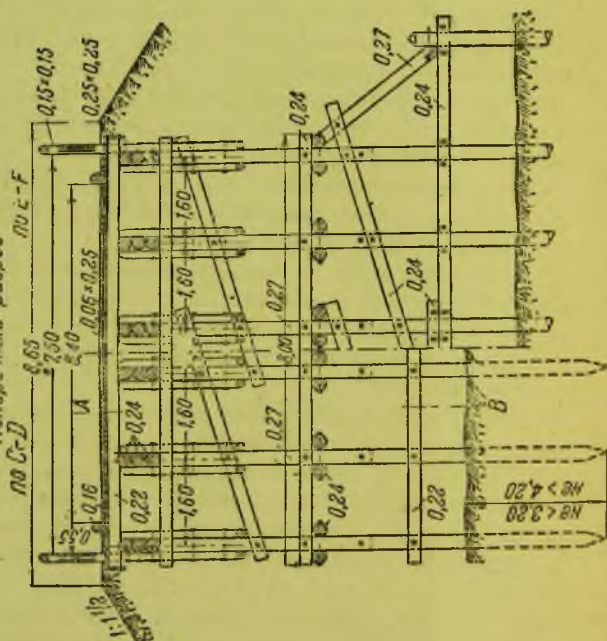
Фиг. 156. Схема комбинированного подкосного моста.

Виды по А В

Фасад



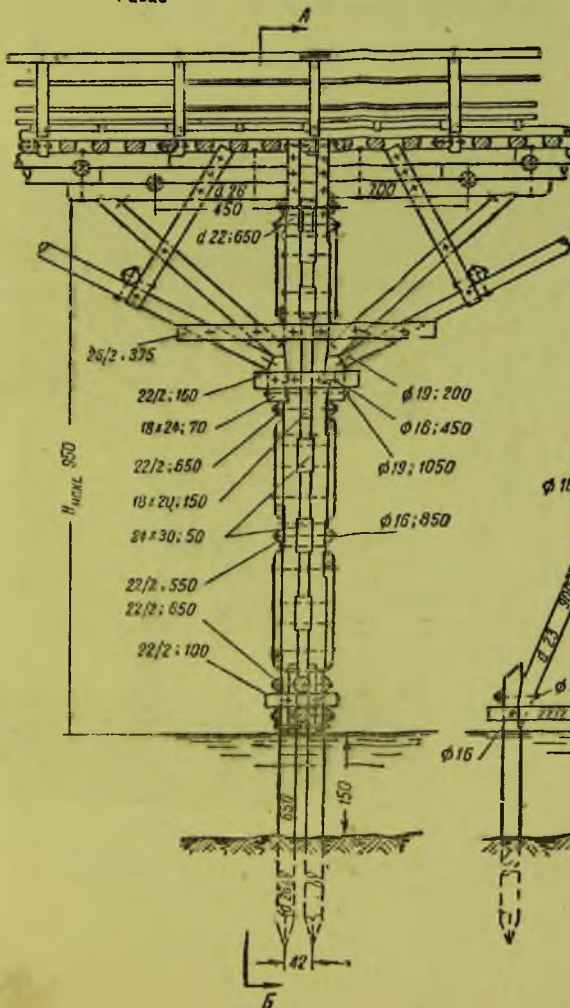
Поперечный разрез



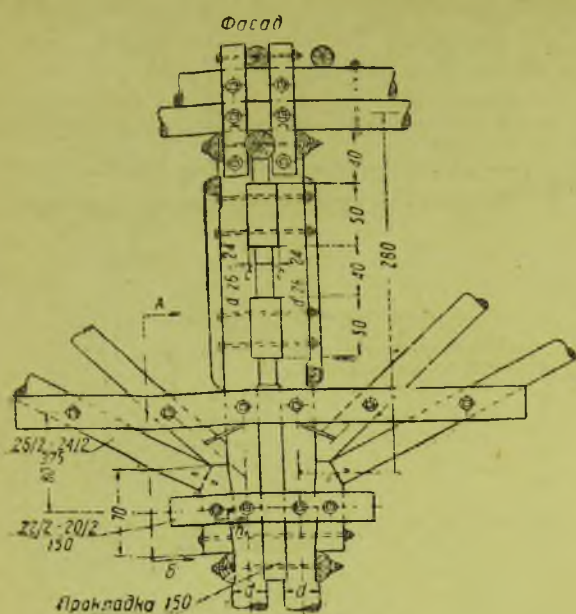
Фиг. 157. Конструкция моста комбинированной подкосной системы.

Fig. 158. Scheme of a bridge with wide lattice supports.

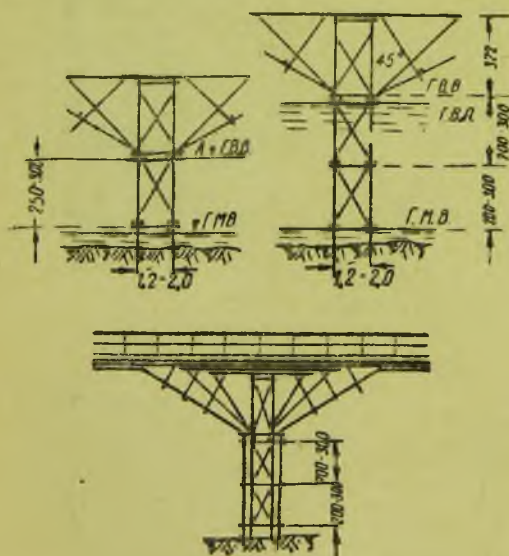
फ़ासल



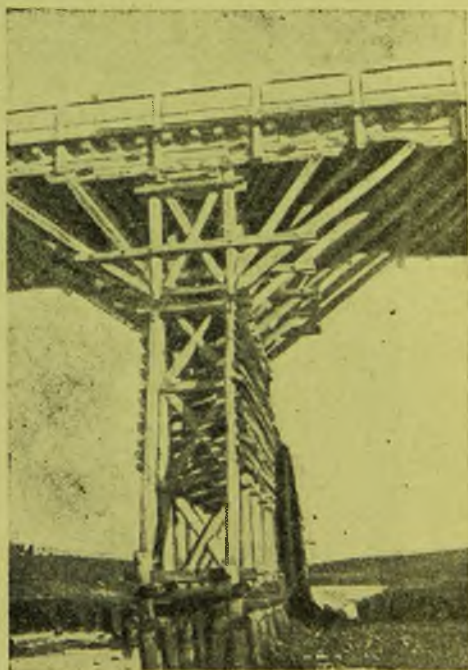
95



Фиг. 160. Деталь конструкции опоры на колодках.



Фиг. 161. Схемы высоких опор.



Фиг. 162. Общий вид широкой решетчатой опоры.

В уровне примыкания к опоре подкосов между сваями поставлены колодки увеличенной длины. Наращивание свай устроено непосредственно над уровнем меженных вод; место наращивания укреплено горизонтальными схватками по фасаду и поперечному сечению опоры. Поперечная жесткость опоры создается устройством укосин и постановкой системы горизонтальных и диагональных поперечных схваток.

Особенность приведенной на фиг. 159 и 160 конструкции заключается в отсутствии насадок у опоры и непосредственном опирании подбалок прогонов на головы свай, снабженные шипами. Поперечная связь голов свай достигается при этом постановкой здесь горизонтальных поперечных схваток. Конструкцию такого рода, не имевшую до сих пор практического применения, нельзя признать целесообразной. Правильнее было бы применение обычной конструкции с насадками, связывающими головы коренных свай и поддерживающими прогоны.

В мостах больших пролетов под тяжелой нагрузкой и в особенности при большой высоте опор последние обычно приходится делать широкими, с решетчатым заполнением (фиг. 161 и 162). Такие опоры представляют собой вертикально поставленные решетчатые фермы, поясами которых служат коренные сваи, решеткой же — диагональные и горизонтальные связи между сваями. По высоте решетчатые опоры разделяются горизонтальными схватками на ярусы (панели) высотой 2—3 м (фиг. 161). Ширина опор по фасаду обычно принимается от 1,2 до 2 м.

Широкие решетчатые опоры больше стесняют русла, чем опоры на колодках, и требуют устройства более



Фиг. 165. Общий вид моста комбинированной подкосной системы.

широких и дорогих ледорезов для защиты от воздействия льда при ледоходе. Поэтому в реках с сильным ледоходом иногда все же приходится отдавать предпочтение более узким опорам на колодках.

Конструкция комбинированного подкосного моста с широкими решетчатыми опорами приведена на фиг. 163 (см. вклейку) и 164. Мост имеет пролеты в свету по 12 м, а между осями опор по 14,5 м. Мост рассчитан под нагрузку Н8 при ширине проезда $A = 5,5$ м.

В поперечном сечении мост имеет четыре двухъярусных прогона, расположенных на расстоянии 1,6 м друг от друга. Над опорами прогоны лежат на подбалках. В середине пролета прогоны поддерживаются ригелями. Для надлежащей жесткости, устойчивости и поперечной связи между прогонами последние скрепляются анкерами. Стыки прогонов расположены над подбалками около мест примыкания к ним коротких подкосов.

Подкосы моста нижними своими концами упираются в специальные вертикальные подушки-коротыши, прикрепленные к сваям при помощи зубьев и болтов. Короткий подкос своим верхним концом врубается двойным зубом в подбалку; длинный подкос упирается торцом в ригель. Все сопряжения усилены железными скобами. Во избежание провеса и дрожаний длинных подкосов при проходе по мосту временной нагрузки установлены подвески. Подвески своими верхними концами обжимают прогоны и служат отчасти заменой отсутствующих в рассматриваемой конструкции сжимов. В местах примыкания подвесок к подкосам поставлены горизонтальные поперечные схватки. Детали сопряжения нижних концов подкосов с опорой и устройства подвесок приведены на фиг. 164.

Большой распор, передающийся опорам при загрузке одного пролета моста временной нагрузкой, требует устройства в рассматриваемой конструкции широких опор с решетчатым заполнением. Сваи опор связаны в поперечном направлении диагональными и горизонтальными схватками, в направлении фасада — горизонтальными

ми схватками и распорными крестами. Деталь сопряжения горизонтальных схваток и распорных крестов со сваей показана на фиг. 164 (узел № 6).

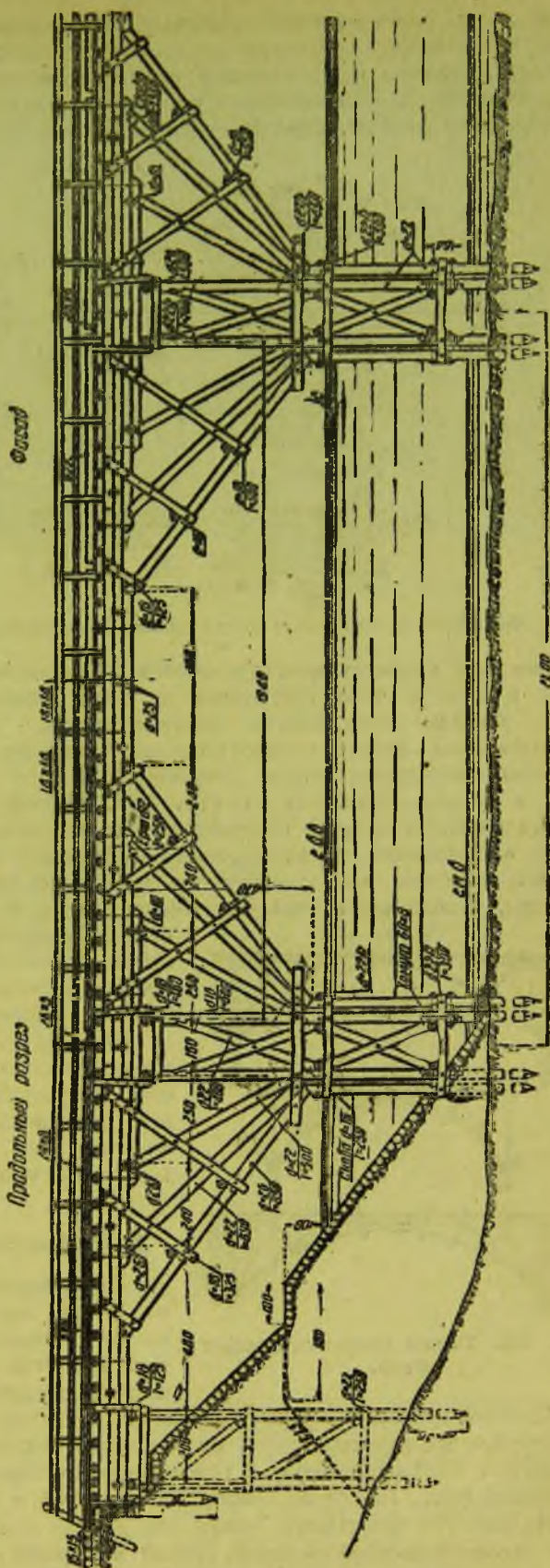
Расстановка свай на ширину 1,5 м создает вполне достаточную жесткость опор при действии одностороннего распора. Нарастивание свай устраивается на уровне непосредственно над горизонтом меженных вод. Стыки свай устроены в полдерева и укреплены металлическими хомутами и схватками. Для поперечной жесткости и устойчивости опор поставлены укосины.

Сопряжение моста с берегом устроено обычным способом. Для продольной жесткости моста первые две свайные опоры, находящиеся в конусе, связаны подкосами и схватками. Общий вид моста комбинированной подкосной системы представлен на фиг. 165.

Из сложных комбинированных подкосных систем, получаемых путем сочетания трех или более простых подкосных систем, наиболее употребительны схемы, образованные из двух трапецидальных и одной ригельно-подкосной системы (см. фиг. 132, з и фиг. 133, г), или же, наоборот, из двух ригельных и одной трапецидально-подкосной системы (см. фиг. 132, и). Сложные комбинированные системы применяются для перекрытия пролетов от 15 до 20 м.

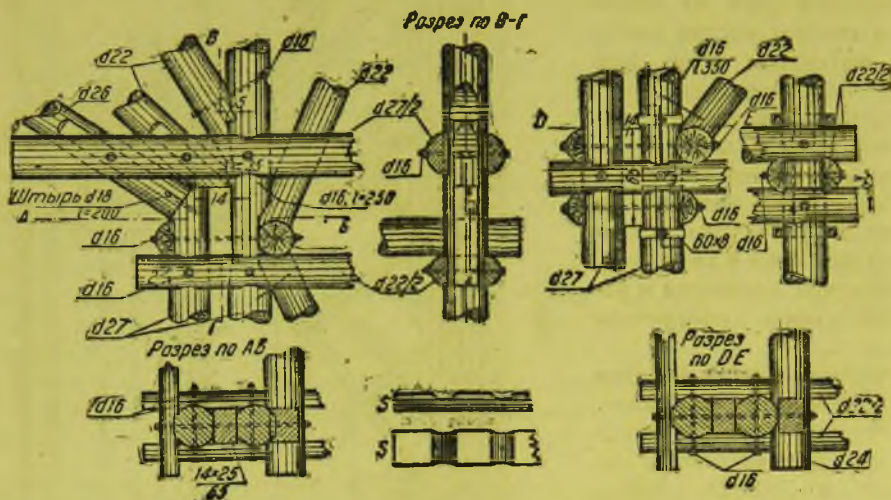
Пример конструкции моста сложной комбинированной системы с пролетами между осями опор 21 м приведен на фиг. 166.

Над опорами мост имеет два яруса подбалок: концы нижнего яруса подбалок поддерживаются короткими подкосами, концы второго яруса подбалок — более длинными подкосами. Средняя часть прогонов поддерживается ригелем, в концы которого упираются длинные подкосы. Бревна прогонов, а также второго яруса подбалок



Фиг. 166. Мост сложной комбинированной подкосной системы.

имеют стыки, расположенные вразбежку над опорами и над местом примыкания подкосов. Связь между прогонами осуществляется сжимами и анкерами. Подкосы против дрожаний, провеса и продольного изгиба укреплены тремя рядами подвесок. Кроме того, длинные подкосы связаны в поперечном направлении двумя схватками. Вследствие большого распора, передаваемого подкосами опорам при загрузке одного пролета,

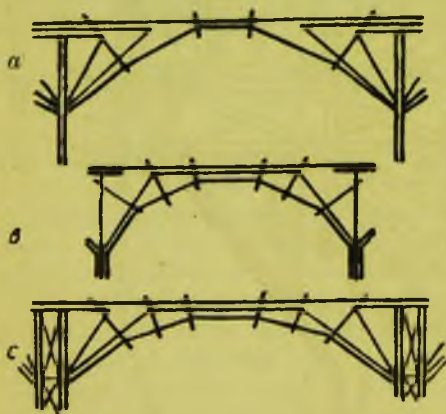


Фиг. 167. Детали узлов моста сложной комбинированной подкосной системы.

а также для удобства конструктивного оформления нижнего узла подкосов, опоры моста в верхней части составлены из двух одиночных рядов свай, в нижней же части усилены постановкой дополнительных свайных рядов. Сваи связаны в направлении фасада горизонтальными схватками и распорными крестами. В поперечном направлении связи устроены обычного типа. Деталь примыкания подкосов к опорам приведена на фиг. 167. Короткий подкос врубается в сваю при помощи двойного зуба и притягивается к ней болтом. Самый длинный подкос упирается в скошенный торец дополнительной сваи и укрепляется потайным штырем. Средний по длине подкос упирается частью на горизонтальный торец дополнительной сваи, частью же на зажатые между сваями и врезанные в них дополнительные

бруски сечением $14 \times 25 \times 65$ см. Для укрепления узла подкосы несколько подрубаются на концах и связываются болтами с поставленными здесь парными горизонтальными схватками.

На фиг. 167 приведена также деталь сопряжения распорных крестов со сваями. Торцы крестов упираются в поперечные схватки. Основные сваи имеют стыки над уровнем горизонта меженных вод. Стыки устроены в полдерева и скреплены металлическими хомутами на болтах.



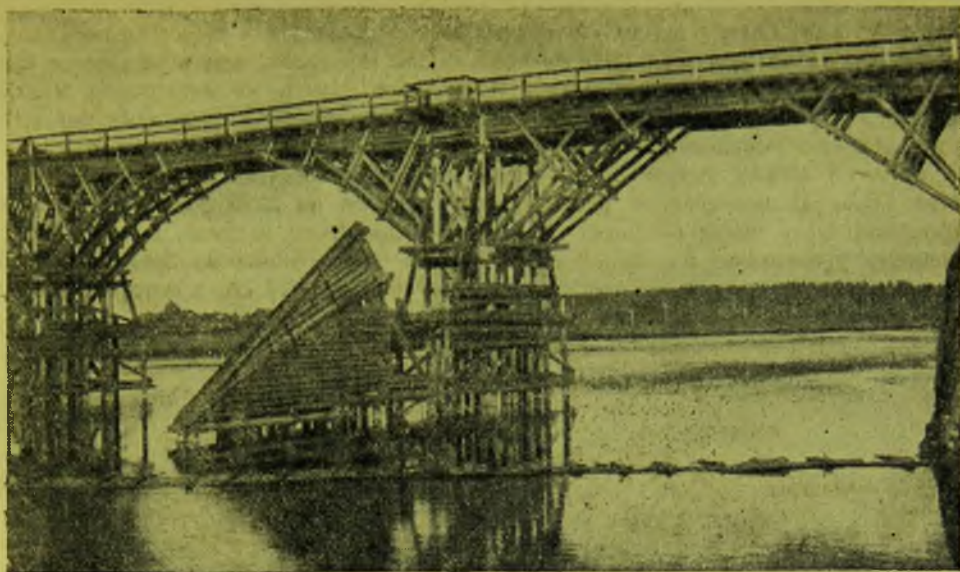
Фиг. 168. Схемы арочно-подкосных ферм.

§ 24. Мосты арочно-подкосной системы

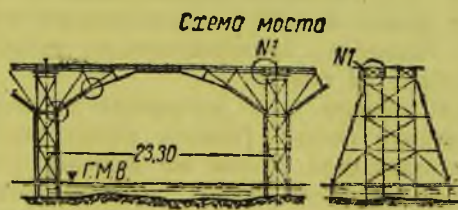
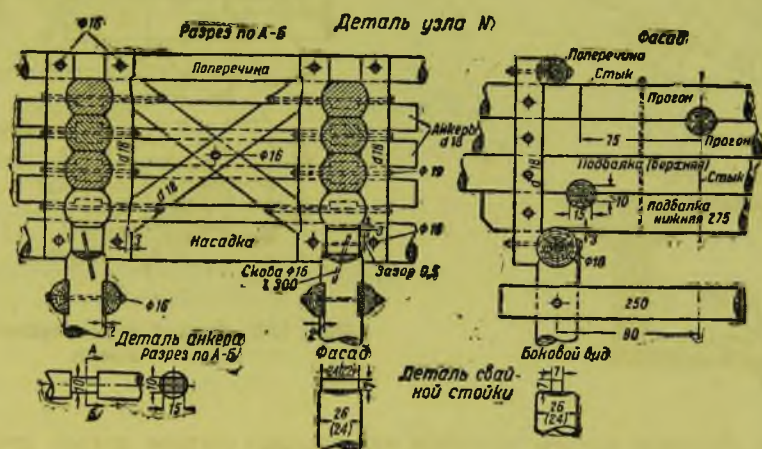
Дальнейшим усложнением комбинированных подкосных систем является арочно-подкосная система, применяемая для перекрытия значительных пролетов, до 20—25 м, когда подкосные системы оказываются уже неприменимыми.

Арно-подкосная система является по существу переходом от подкосной системы к арочной и представляет собой как бы многоугольную арку, составленную из прямых элементов, комбинированную с трапециoidalно-подкосной (фиг. 168, а) или ригельно-подкосной (фиг. 168, б) системой, или же с той и другой вместе (фиг. 168, в).

На фиг. 169 представлен общий вид участка моста, левый пролет которого перекрыт арочно-подкосной системой, правый же пролет — комбинированной подкосной.



Фиг. 169. Общий вид моста с арочно-подкосным пролетным строением.



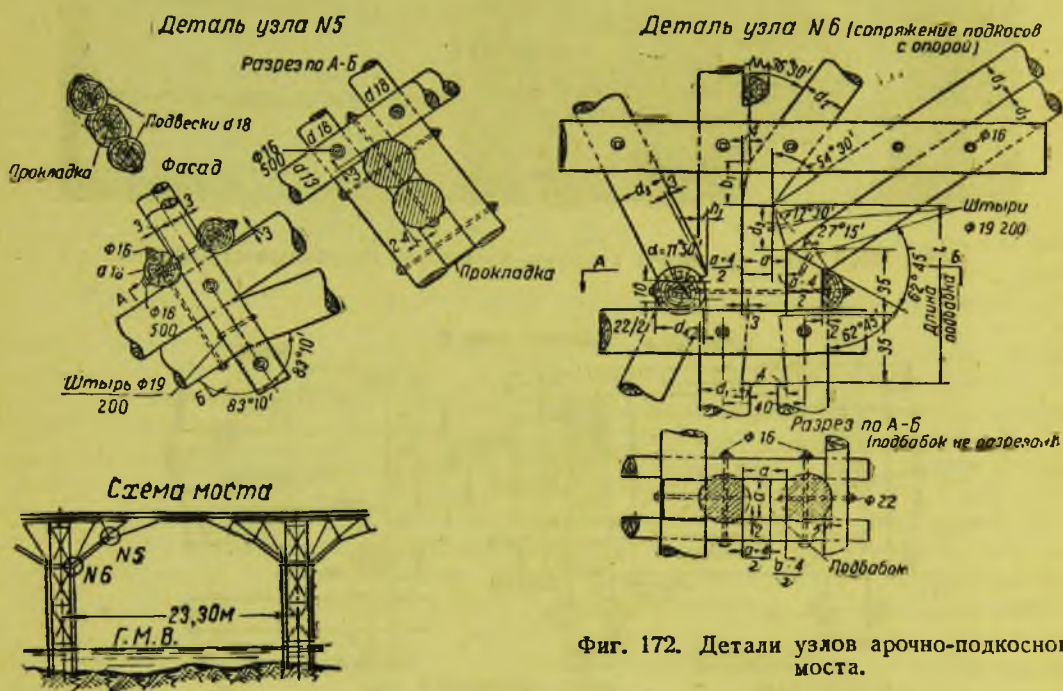
Фиг. 171. Деталь укрепления прогонов.

По сравнению с подкосной системой арочно-подкосная имеет то преимущество, что требует для прогонов и подкосов более тонкого и короткого леса.

Элементы многоугольной арки образуются из бревен или брусьев длиной обычно не более 3—4 м. В местах стыков элементов арок для надлежащей прочности их сопряжений устраиваются наклонные схватки (подвески). Схватки эти обжимают верхними концами прогоны, нижними же — элементы арки в местах перелома ее очертания. Схватки воспринимают на себя сжимающие усилия и делаются из бревен, пластин

и реже из брусьев. Опоры арочно-подкосных мостов вследствие значительной величины передаваемого на них распора должны быть более мощными, чем в подкосных мостах. Обычно опоры арочно-подкосных мостов приходится делать из нескольких связанных рядов свай или решетчатого типа. На фиг. 170 (см. вклейку) приведена конструкция арочно-подкосного моста с широкими решетчатыми опорами. Пролет моста в свету — 20 м, пролеты между осями опор — 23,3 м. Мост рассчитан под нагрузку Н8 при габарите Г6,5. В поперечном разрезе мост устроен на пяти рядах коренных свай.

Проезжая часть моста состоит из двойного дощатого настила, опирающегося на поперечины, уложенные по прогонам. Прогонь двухъярусный из бревен $d=25$ см, поддерживаются двухъярусными подбалками и ригелем $d=27$ см, в которые упираются подкосы арочной части с врубкой их в подбалки.



Фиг. 172. Детали узлов арочно-подкосного моста.

Вследствие большой высоты прогонов над опорами (четыре яруса), кроме обычных скреплений сжимами и анкерами, устроены дополнительные крепления прогонов распорными крестами (фиг. 171). Подкосы поддерживаются наклонными подвесками, образованными из парных бревен $d=18$ см, обжимающих нижними концами подкосы, верхними же — прогоны. Подвески, поддерживающие промежуточный узел звеньев многоугольной арки, работают на сжатие.

Нижние торцы первых звеньев арки упираются в наклонно срезанные головы свай четырехсвайной по фасаду опоры. Нижние концы коротких подкосов врублены зубом в доведенные до насадок сваи. Концы же длинных подкосов упираются в специальные зубчатые коротыши, зажатые между смежными сваями.

Деталь сопряжения подкосов с опорой приведена на фиг. 172.

Жесткость опор в плоскости фасада моста создается горизонтальными схватками и диагональными распорными крестами.

В поперечном направлении сваи каждой опоры обжаты горизонтальными и диагональными схватками из бревен и пластин и укреплены укосинами, упирающимися в откосные сваи.

РАСЧЕТ БАЛОЧНЫХ И ПОДКОСНЫХ МОСТОВ

§ 25. Расчет элементов проезжей части

Расчет элементов проезжей части балочных и подкосных мостов обычно приходится производить на давления колес тяжелого грузовика расчетной схемы нагрузки, так как действие гусеничного трактора для этих элементов в большинстве случаев оказывается менее опасным.

Расчет простейшего настила

При устройстве простейшего настила из пластин или накатника (фиг. 173) сосредоточенное давление от колеса временной нагрузки может действовать на одну пластину или бревно. Элементы настила, опирающиеся на прогоны, при этом в запас прочности принято рассчитывать, как разрезную балку с расчетным пролетом l , равным расстоянию между осями прогонов.

Наибольший изгибающий момент в элементе настила:

$$M_{\max} = \frac{P}{4} \left(l - \frac{b}{2} \right),$$

где b — ширина обода колеса.

По этому моменту должно быть подобрано сечение пластин или накатника так, чтобы напряжение в них от изгиба σ не превышало допускаемого σ_n , т. е.

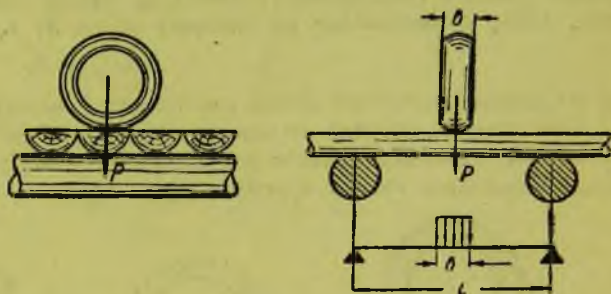
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq \sigma_n,$$

где W — момент сопротивления сечения пластин или накатника.

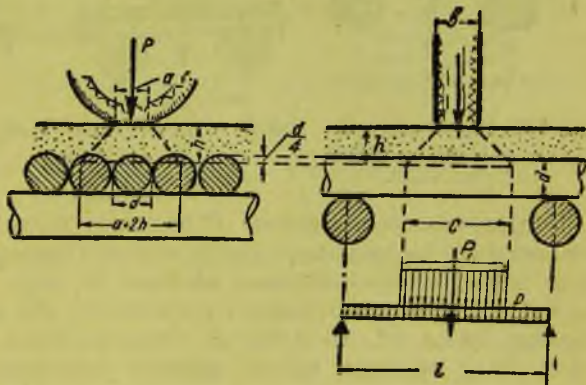
При этом момент сопротивления элементов настила нужно определять с учетом подтесок (согласно данным табл. 13, см. стр. 108), а также ослабления, возникающего вследствие износа настила в процессе эксплуатации моста. Ослабление настила от износа при расчете следует принимать равным 2 — 3 см.

В случае покрытия настила щебеночным слоем сосредоточенное давление колес временной нагрузки распределяется в пределах щебеночного слоя под углом, близким к 45° . Тогда давление P_1 , приходящееся на одну пластину (накатину) от действия давления колеса P (фиг. 174), определится формулой:

$$P_1 = \frac{Pd}{a + 2h},$$



Фиг. 173. Расчетная схема для простейшего настила.



Фиг. 174. Расчетная схема настила со щебеночным слоем.

где: a — длина соприкосновения колеса с поверхностью ездового полотна, принимаемая равной 10—20 см;

h — глубина распространения давления, которую можно условно принимать на $\frac{1}{4} d$ ниже верха наката;

d — диаметр бревен настила (наката).

В поперечном направлении давление колеса передается на ширину:

$$c = b + 2h,$$

где b — ширина обода колеса.

Тогда наибольший изгибающий момент в элементе настила от постоянной и временной нагрузок:

$$M_{\max} = \frac{pl^2}{8} + \frac{P_1 \left(l - \frac{c}{2} \right)}{4},$$

где p — погонная постоянная нагрузка на элемент настила.

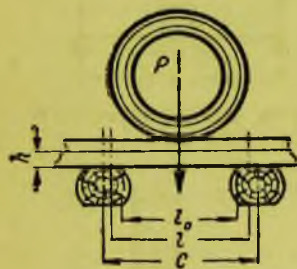
Расчет двойного настила

При устройстве двойного настила верхний дощатый настил обычно не рассчитывают и толщину его назначают, по условиям износа, от 5 до 7 см. Нижний настил, несущий, рассчитывают на изгиб, обычно как простую балку, свободно лежащую на опорах. При дощатом нижнем настиле пролет досок нижнего настила l может быть принят равным расстоянию в свету l_0 между подтесанными площадками поперечин (фиг. 175), увеличенному на толщину досок h , т. е.

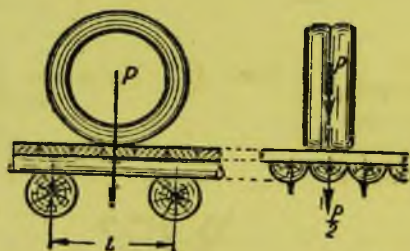
$$l = l_0 + h,$$

но во всяком случае не более расстояния c между осями поперечин.

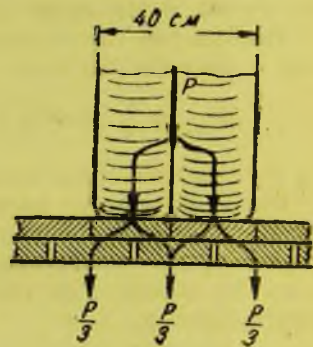
При нижнем настиле из пластин или накатин расчетный пролет их принимают равным расстоянию l между осями поддерживающих настил прогонов (фиг. 176).



Фиг. 175. Расчетная схема для двойного дощатого настила.



Фиг. 176. Расчет двойного настила.



Фиг. 177. Распределение давления колеса на доски продольного настила.

Сосредоточенное давление P от колес временной нагрузки распределяется верхним настилом на несколько досок нижнего настила. Если оба настила продольные, то число досок, воспринимающих давление P , определяется по приведенной на фиг. 177 схеме. При этом приближенно принимают, что давление от колеса передается при ширинах обода 40, 30 и 20 см соответственно на 3, 2,5 и 2 доски нижнего настила. Если настилы имеют взаимно перпендикулярное направление, то давление на элементы нижнего настила следует определять с учетом упругого распределения нагрузки верхним настилом. Для перекрещивающихся настилов расчетное давление на элемент нижнего настила приближенно можно принимать равным половине давления колеса (см. фиг. 176).

Наибольший изгибающий момент в элементе (доске, накатине, накатнике) нижнего настила от давления заднего колеса автомобиля:

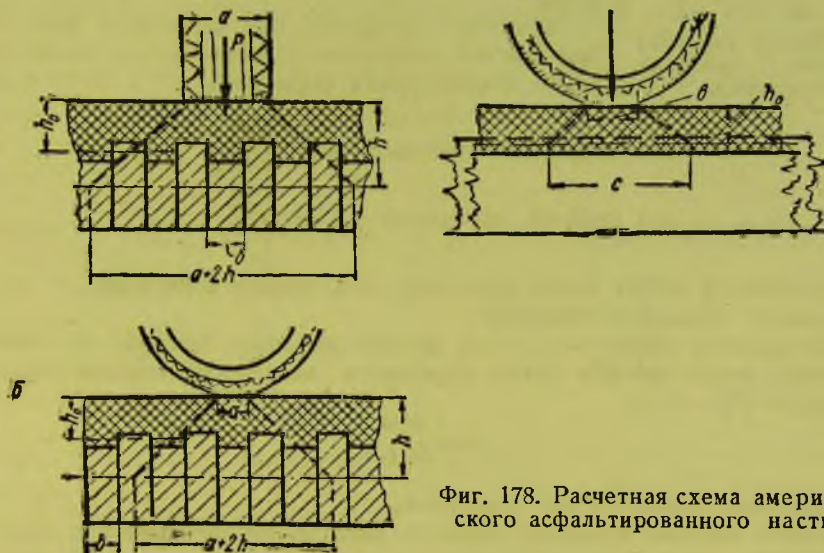
$$M_{\max} = \frac{Pl}{4k},$$

где $\frac{P}{k}$ — расчетное давление, передающееся на элемент нижнего настила.

Расчет американского асфальтированного настила

Точный расчет дощатого американского настила представляет значительные трудности, а потому практически можно пользоваться приближенными приемами расчета.

Сосредоточенное давление колеса, движущегося вдоль (фиг. 178, а) или поперек (фиг. 178, б) досок, распределяется слоем асфальтобетона, в котором распространение давления может быть принято под углом в 45° . Кроме того, благодаря тому, что доски связаны гвоздями, забитыми в горизонтальном направлении, в работу включаются и доски, соседние с участком, подверженным непосредственному действию давления, передаваемого асфальтовым слоем. Поэтому практически, при достаточном количестве гвоздей, скрепляющих доски, можно продлить линии распределения нагрузки под углом в 45° до оси дощатой плиты.



Фиг. 178. Расчетная схема американского асфальтированного настила.

Тогда давление, передающееся на одну доску настила, может быть подсчитано по формуле:

$$P_1 = \frac{P\delta}{a + 2h},$$

где: a — длина соприкосновения колеса с поверхностью настила в направлении, перпендикулярном доскам настила;

δ — толщина досок настила.

В перпендикулярном направлении распределение нагрузки принимаем на длину:

$$c = b + 2h_0,$$

где: b — длина соприкосновения колеса с поверхностью настила в направлении осей досок настила;

h_0 — средняя толщина асфальтового слоя.

Наибольший изгибающий момент в доске настила от постоянной и временной нагрузок:

$$M_{\max} = \frac{pl^2}{8} + \frac{P_1 \left(l - \frac{c}{2} \right)}{4},$$

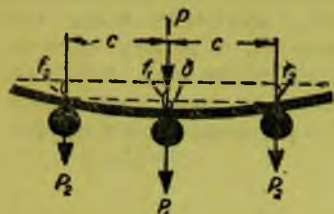
где: p — постоянная нагрузка, приходящаяся на одну доску настила,

l — расчетный пролет досок настила.

Расчет поперечин

Поперечины рассчитывают как свободно лежащие балки с пролетом, равным расстоянию между осями прогонов.

Если стыки досок настила, уложенного по поперечинам, расположены вразбежку, то при определении давления на поперечину от сосредоточенных грузов можно учитывать упругое распределение нагрузок. Расчет поперечины с учетом упругого распределения нагрузки заключается в том, что давления, передаваемые настилом на поперечины, определяются из условия рассмотрения доски нижнего настила как балки, упругими опорами для которой служат поперечины.



Фиг. 179. Расчет упругого распределения давлений на поперечины.

Предположим, что сосредоточенное давление P распределяется нижним настилом на три поперечины (фиг. 179). В этом случае

$$P = P_1 + 2P_2, \quad (1)$$

где P_1 и P_2 — давления, передаваемые отдельным поперечинам.

Прогибы поперечин под действием этих давлений, при условии упрощенного рассмотрения их как разрезных балок, определяются формулами:

$$\begin{aligned} \text{для средней поперечины: } f_1 &= \frac{P_1 l_1^3}{48EJ_n}, \\ \text{для крайних поперечин: } f_2 &= \frac{P_2 l_1^3}{48EJ_n}, \end{aligned}$$

где: l_1 — расстояние между осями прогонов, т. е. пролет поперечин,
 J_n — момент инерции поперечины.

Разность прогибов поперечин $f_1 - f_2$ должна равняться прогибу δ нижнего настила. Величину этого прогиба можно определить как прогиб консоли длиной c под действием груза P_2 :

$$\delta = \frac{P_2 c^3}{3EJ_n},$$

где: c — расстояние между осями поперечин,

J_n — момент инерции элементов нижнего настила, воспринимающих давление P .

Таким образом, получаем:

$$\frac{P_2 c^3}{3EJ_n} = \frac{(P_1 - P_2) l_1^3}{48EJ_n}. \quad (2)$$

Из уравнений (1) и (2) получаем следующие формулы для P_1 и P_2 :

$$P_1 = \left(1 - \frac{2}{3 + \frac{16c^3 J_n}{J_n l_1^3}} \right) P;$$

$$P_2 = \frac{1}{3 + \frac{16c^3 J_n}{J_n l_1^3}} P.$$

Обозначая:

$$k = \frac{8c^3 J_n}{l_1^3 J_n},$$

получим:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{1 + 2k}{3 + 2k} P \\ P_2 &= \frac{1}{3 + 2k} P \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Аналогичным путем могут быть получены формулы для давлений P_1 , P_2 и P_3 в случае распределения сосредоточенного давления на пять поперечин¹.

Формулы, определяющие величины давлений, передаваемых на отдельные поперечины, в этом случае принимают вид:

¹ См. Л. Д. Проскуряков. Строительная механика, ч. 1, Госиздат, 1925.

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{1+18k+7k^2}{5+34k+7k^2} P; \\ P_2 &= \frac{1+11k}{5+34k+7k^2} P; \\ P_3 &= \frac{1-3k}{5+34k+7k^2} P. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Из формулы для P_3 следует, что при $1-3k \leq 0$, т. е. при $k \geq \frac{1}{3}$, давление P_3 становится отрицательным или равным нулю, а следовательно, давление P распределяется только на три поперечины.

Поэтому при $k \geq \frac{1}{3}$ давление от сосредоточенного груза следует считать передающимся на три поперечины и для определения давлений нужно пользоваться формулами (3).

Распределение давления на 5 поперечин имеет место при $\frac{1}{3} > k \geq 0,055$.

И, наконец, при $k < 0,055$ сосредоточенное давление передается на 7 поперечин и расчетные давления на них определяются формулами:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{1+72k+131k^2+26k^3}{7+196k+193k^2+26k^3} P; \\ P_2 &= \frac{1+57k+46k^2}{7+196k+193k^2+26k^3} P; \\ P_3 &= \frac{1+23k-18k^2}{7+196k+193k^2+26k^3} P; \\ P_4 &= \frac{1-18k+3k^2}{7+196k+193k^2+26k^3} P. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Погонное давление на поперечину от постоянной нагрузки:

$$p = c(h_1 + h)\gamma + p_0,$$

где: h_1 и h — толщины верхнего и нижнего настилов;

γ — объемный вес дерева;

p_0 — вес 1 пог. м поперечины.

Наибольший изгибающий момент в поперечине от постоянной и временной нагрузок:

$$M_{\max} = \frac{pl_1^2}{8} + \frac{P_1 \left(l_1 - \frac{a}{2} \right)}{4},$$

где a — ширина полоски досок нижнего настила, передающих давление на поперечину (фиг. 180).

По величине M_{\max} и допускаемому напряжению дерева на изгиб σ_u получаем требуемый момент сопротивления поперечины:

$$W \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_u}.$$

По величине W можно подобрать бревно подходящего диаметра, учитывая необходимые подтески. Для облегчения подбора сечений можно пользоваться табл. 13.

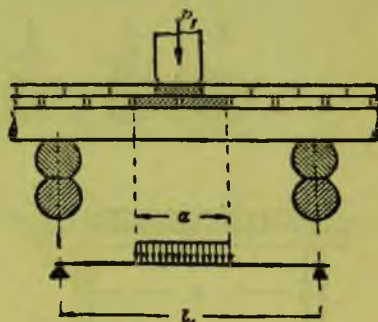
Расчет перил

Перильный поручень рассчитывают как простую балку, опертую на перильные стойки, на действие вертикальной нагрузки от напора толпы $p = 100$ кг/пог. м поручня и горизонтального давления $w = 75$ кг/пог. м поручня¹.

Изгибающие моменты в поручне (фиг. 181):

$$M_{\text{верт}} = \frac{pl^2}{8}; \quad M_{\text{гориз}} = \frac{wl^2}{8}.$$

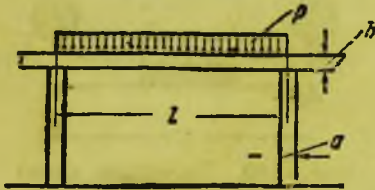
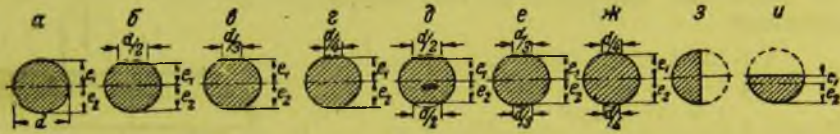
¹ По Техническим условиям Гупсосдора НКВД СССР 1938 г. перила требуется рассчитывать на одно горизонтальное давление, равное 75 кг/пог. м.



Фиг. 180. Расчетная схема для поперечины.

Основные расчетные данные для различных профилей, образованных из круглого леса

Профиль сечения	Площадь сечения F	Расстояние от нейтральной оси до крайних волокон		Момент инерции сечения J_x	Момент сопротивления сечения W_x	Статический момент полу-сечения относительно нейтральной оси S	Ширина сечения по нейтральной оси
		e_1	e_2				
<i>a</i>	$0,7854d^2$	$0,5d$	$0,5d$	$0,0491d^4$	$0,0982d^3$	$0,0833d^3$	d
<i>б</i>	$0,7627d^2$	$0,4467d$	$0,4863d$	$0,0442d^4$	$0,0908d^3$	$0,0780d^3$	$0,9996d$
<i>в</i>	$0,7790d^2$	$0,4754d$	$0,4959d$	$0,0476d^4$	$0,0959d^3$	$0,0818d^3$	$0,99997d$
<i>г</i>	$0,7827d^2$	$0,4857d$	$0,4983d$	$0,0485d^4$	$0,0974d^3$	$0,0827d^3$	d
<i>д</i>	$0,7401d^2$	$0,4330d$	$0,4330d$	$0,0395d^4$	$0,0912d^3$	$0,0729d^3$	d
<i>е</i>	$0,7726d^2$	$0,4713d$	$0,4713d$	$0,0461d^4$	$0,0978d^3$	$0,0802d^3$	d
<i>ж</i>	$0,7801d^2$	$0,4841d$	$0,4841d$	$0,0479d^4$	$0,0989d^3$	$0,0820d^3$	d
<i>з</i>	$0,3927d^2$	$0,5d$	$0,5d$	$0,0245d^4$	$0,0491d^3$	$0,0416d^3$	$0,5d$
<i>и</i>	$0,3927d^2$	$0,2122d$	$0,2878d$	$0,0069d^4$	$0,0238d^3$	$0,022d^3$	$0,906d$



Наибольшее напряжение в поручне от косо-го изгиба:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\text{верт}}}{W_{\text{верт}}} + \frac{M_{\text{гориз}}}{W_{\text{гориз}}} \leq \sigma_{\text{д}}$$

где:

$$W_{\text{верт}} = \frac{bh^2}{6},$$

$$W_{\text{гориз}} = \frac{hb^2}{6}.$$

Перильную стойку рассчиты-вают на совместное дей-ствие изгиба от горизонталь-ного усилия $H = \omega l$ и сжа-тия от вертикального усилия $P = pl$.

Наибольший изгибающий момент в стойке на уровне болта в сечении I—I:

$$M = Hh_1.$$

Момент сопротивления стойки в сечении I—I:

$$W = \frac{1}{6} (a - \delta) b^2.$$

Площадь сечения

$$F = (a - \delta) b,$$

где: a и b — поперечные размеры сечения стойки,
 δ — толщина болта.

Напряжение на совместное действие изгиба и сжатия:

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \leq \sigma_{\text{д}}$$

Растягивающее усилие Z , действующее на болт, получаем, предполагая, что стойка стремится повернуться вокруг точки c ,

В случае устройства перил с подкосами наибольший изгибающий момент в стойке возникает в сечении $II-II$; вследствие незначительности этого момента проверка стойки на изгиб не производится.

Горизонтальное усилие H вызывает сжимающую силу D в подкосе и растягивающее усилие N в стойке:

где α — угол наклона подкоса к стойке.

Размеры сечений перильных стоек и подкосов вследствие малости действующих на них усилий обычно принимают по конструктивным соображениям. Проверку расчетом производят только для врубок подкоса.

Расчет щита в сопряжении моста с насыпью можно производить, основываясь на следующих предпосылках.

Опирающие щита со стороны моста при устройстве конструкции сопряжения, согласно фиг. 182, можно считать жестким. Опирающие на грунт после его просадки



будет происходить лишь на части длины щита. Для расчета можно условно предположить, что опирание щита на грунт происходит на половине его длины, а давления на грунт распределяются по закону треугольника. Наибольший изгибающий момент в щите возникает при расположении груза P на расстоянии $c = \frac{5}{12} l$, где l — длина щита.

Учитывая распределение сосредоточенного давления колеса слоем засыпки на длину a вдоль оси моста и на ширину b в поперечном направлении, получим следующую формулу расчетного изгибающего момента для полосы щита шириной b :

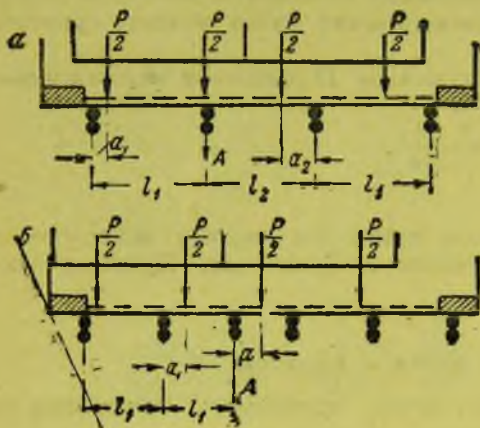
Изгибающий момент, действующий на одну накатину щита, без учета влияния ее собственного веса и веса засыпки:

где d — диаметр накатины щита.

§ 26. Расчет элементов балочных мостов

Расчет прогонов

Для определения наибольших возможных усилий в прогонах моста необходимо установить временную нагрузку в наименее выгодное положение как в продольном направлении, так и поперек моста. В первую очередь необходимо расположить ряды грузовиков так, чтобы определить величину наибольших давлений, передающихся на наиболее интенсивно работающий прогон. Для этого необходимо произвести наименее выгодную поперечную установку нагрузки и определить коэффициент поперечной передачи для наиболее нагруженного прогона.



Фиг. 183. Определение коэффициента поперечной передачи для прогонов.

колес (фиг. 183, а). В этом случае давление от одного ряда автомобильных осей на рассматриваемый прогон (не учитывая неразрезности поперечин):

$$A = \frac{P}{2} \left(1 + \frac{a_1}{l_1} + \frac{a_2}{l_2} \right),$$

коэффициент поперечной передачи:

$$k = \frac{A}{P} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{a_1}{l_1} + \frac{a_2}{l_2} \right).$$

В случае устройства шва в поперечинах по продольной оси моста наибольшая нагрузка среднего прогона получается при установке одного из колес на свешивающийся конец (консоль) поперечины (фиг. 183, б); тогда:



Фиг. 184. Определение коэффициента поперечной передачи от гусеничной нагрузки.

$$A = \frac{P}{2} \left(\frac{a_1}{l_1} + \frac{l_1 + a}{l_1} \right)$$

$$k = \frac{A}{P} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{a_1 + a}{l_1} \right).$$

Коэффициент передачи зависит, таким образом, лишь от взаимных расстояний колес грузовиков и остается одинаковым как для передних, так и для задних осей стоящих на мосту рядов автомобилей.

При загрузке моста тяжелым гусеничным трактором наибольшее давление на прогон возникает при расположении одной из гусениц над рассматриваемым прогоном (фиг. 184).

Вторая гусеница при этом обычно располагается вне влияния на рассматриваемый прогон.

При ширине гусеницы b и погонном давлении ее p_2 нагрузка, передающаяся на 1 пог. м расчетного прогона A , будет:

$$p_A = \frac{p_2}{2l_1} \left(l_1 - \frac{b}{4} \right) + \frac{p_2}{2l_2} \left(l_2 - \frac{b}{4} \right) = p_2 \left[1 - 0,125b \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) \right] = k p_2,$$

где: $k = 1 - 0,125b \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right)$ — коэффициент поперечной передачи полосовой нагрузки;

p_z — давление на 1 пог. м опорной длины гусеницы.

Определив наиболее опасную поперечную загрузку прогона, переходят к расчету его на изгиб. Для определения наибольшего изгибающего момента необходимо расположить нагрузку в продольном направлении в наименее выгодном положении.

Для небольших балочных пролетов обычно наиболее опасным оказывается расположение самой тяжелой оси над серединой пролета прогона.

В этом случае наибольший изгибающий момент в прогоне от временной нагрузки:

$$M_{op} = \frac{kPL}{4},$$

где: P — давление наиболее тяжелой оси;

L — пролет прогонов;

k — коэффициент поперечной передачи.

Если расстояние между соседними грузами B мало по сравнению с пролетом L (для двух равных грузов при $B < 0,6L$), то может оказаться более опасной загрузка прогона двумя грузами. Согласно известной из строительной механики теореме Винклера, грузы нужно установить так, чтобы середина пролета прогона расположилась посередине расстояния между равнодействующей обоих грузов R и ближайшим к ней грузом P_1 (фиг. 185).

Максимальный момент возникает тогда под грузом P_1 и равняется:

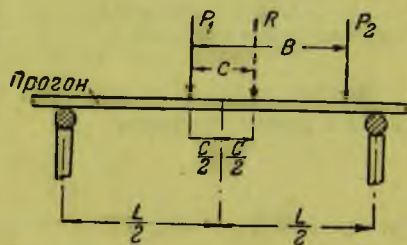
$$M_{op} = \frac{R \left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} \right)^2}{L},$$

где

$$R = P_1 + P_2$$

и

$$c = \frac{P_2 B}{P_1 + P_2}.$$



Фиг. 185. Схема нагрузки прогона по правилу Винклера.

Постоянная нагрузка прогона складывается из веса настилов, поперечин, самого прогона и креплений. Вес креплений можно ориентировочно принимать равным 5% полной постоянной нагрузки прогона.

Изгибающий момент от постоянной нагрузки:

$$M_{пост} = \frac{pL^2}{8}.$$

Полный расчетный изгибающий момент в прогоне:

$$M_{max} = M_{пост} + M_{врем}.$$

Необходимый момент сопротивления прогона:

$$W = \frac{M_{max}}{\sigma_a}.$$

При подборе бревен для прогона необходимо учесть уменьшение сечения подтеской (см. табл. 13) и болтом.

Для подсчета наибольших скалывающих напряжений определяют наибольшую поперечную силу Q , равную опорной реакции прогона A .

Наибольшее скалывающее напряжение тогда будет:

$$\tau = \frac{QS}{Jb},$$

где: S — статический момент полусечения;

J — момент инерции сечения;

b — ширина сечения бревна прогона по нейтральной оси (см. табл. 13).

При проверке прогонов на пропуск тяжелого гусеничного трактора (полосовая нагрузка), для пролетов меньших опорной длины гусеницы, изгибающий момент:

$$M_{зyc} = \frac{k p_z L^2}{8};$$

для пролетов, превышающих опорную длину гусеницы (фиг. 186):

$$M_{зyc} = \frac{k p_z \left(L - \frac{c}{2} \right) c}{4},$$

где: p_z — давление на 1 пог. м опорной длины гусеницы;

k — коэффициент поперечной передачи полосовой нагрузки.

Кроме расчета на прочность, следует также производить проверку вертикальной жесткости прогонов, так как при гибких прогонах конструкция пролетного строения и, в частности, настил проезжей части может расстраиваться вследствие значительных деформаций прогонов.

Прогиб прогона от сосредоточенного груза (давления заднего колеса автомобиля), приложенного в середине пролета:

$$f = \frac{k P L^3}{48 E J},$$

где: k — коэффициент поперечной передачи;

P — давление наиболее тяжелой оси автомобиля;

E — модуль упругости дерева;

J — момент инерции прогона.

Прогиб прогона от действия гусеничной нагрузки при пролете прогона, меньшем опорной длины гусеницы:

$$f = \frac{5 k p_z L^4}{384 E J};$$

при пролете прогона, большем опорной длины гусеницы (фиг. 186):

$$f = \frac{k p_z L^4}{384 E J} [8 - 4\xi^2 + \xi^3] \xi,$$

где: p_z — давление на 1 пог. м опорной длины гусеницы;

k — коэффициент поперечной передачи гусеничной нагрузки;

$$\xi = \frac{c}{L},$$

c — опорная длина гусеницы.

Прогиб прогона от постоянной нагрузки:

$$f_0 = \frac{5 p_0 L^4}{384 E J},$$

где p_0 — погонная постоянная нагрузка прогона.

Суммарный прогиб от постоянной и временной нагрузок $f_{\max} = f_0 + f$ при проверке на автомобильную нагрузку не должен превышать следующих значений:

$\frac{1}{250} L$ — при дощатом и щебеночном покрытии;

$\frac{1}{300} L$ — при асфальтовом покрытии;

при проверке на пропуск гусеничной нагрузки — соответственно $\frac{1}{150} L$ и $\frac{1}{220} L$.

В случае применения для элементов деревянных балочных мостов бревен, в которых сохранена естественная коничность леса, необходимо учитывать ее при подборе сечений. Изменение диаметра бревна на каждый погонный метр его длины при этом принимается равным 1 см (1% сбега). Тогда диаметр бревна в любом его сечении (фиг. 187, а):

$$d = d_0 + 0,01 l,$$

где: d_0 — диаметр бревна в тонком его конце,

l — расстояние рассматриваемого сечения от тонкого конца бревна.

При подтеске конического бревна на два канта с параллельными плоскостями высота бревна остается постоянной, ширина же меняется вследствие сбега. При этом ширина подтесок назначается по сечению бревна в тонком его конце (фиг. 187,б).

Упругое распределение нагрузки на прогоны

В мостах с одноярусными прогонами, уложенными на сравнительно небольшом расстоянии друг от друга, существенное значение приобретает упругое распределение проезжей частью сосредоточенных давлений временной нагрузки.

Учет упругого распределения давлений может быть произведен методом, аналогичным указанному выше при расчете поперечин. Однако, расчет прогонов несколько сложнее, так как на пролете возможно расположение двух или трех грузов (осей автомобилей) разной величины. Для определения наименее выгодных условий работы прогонов необходимо произвести установку автомобилей вдоль моста в положение, соответствующее максимуму изгибающего момента в прогонах, и поперек моста в положение, опасное для одного из средних прогонов (фиг. 188, а и б).

Распределение нагрузки поперечинами будет происходить различно в различных местах по длине пролета, так как упругость прогонов в различных сечениях неодинакова.

Сосредоточенные давления распределяются в поперечном направлении на наибольшее число прогонов в середине их пролета, где прогибы имеют наибольшие значения. Ближе к опорам распределение давлений происходит на меньшее число прогонов вследствие малости возникающих здесь прогибов. Поэтому для каждого поперечного ряда колес временной нагрузки следует подсчитывать свой коэффициент упругого распределения нагрузки. Формула коэффициента упругой передачи k для рассчитываемого случая может быть написана в следующем виде¹:

$$k = \frac{3}{6EJ_1\alpha},$$

где: l_1 — расстояние между осями прогонов,

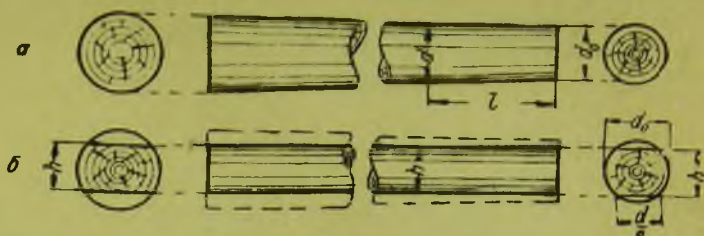
E и J_1 — модуль упругости и момент инерции поперечин нижнего настила, воспринимающих давление колеса,

$$\alpha = \frac{f_i}{P_i},$$

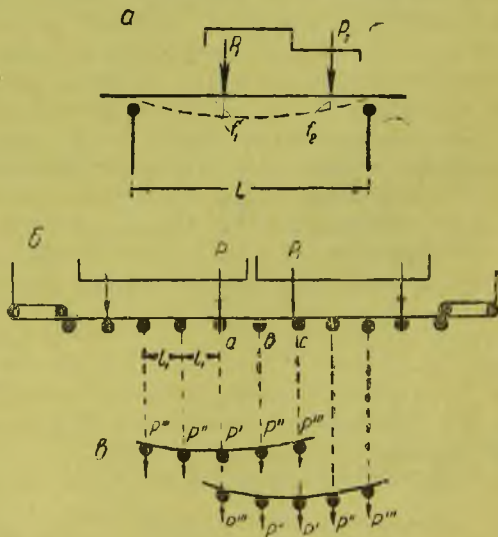
f_i — прогиб прогона в точке i , для которой определяют коэффициент упругого распределения нагрузки от действия всех расположенных на прогоне грузов;

P_i — величина груза, действующего в рассматриваемой точке.

В зависимости от величины коэффициента k , пользуясь соотношениями и формулами, приведенными в § 25 для расчета поперечин, определяют давления, приходящиеся на отдельные прогоны от каждого поперечного ряда колес.



Фиг. 187. Бревна с естественной коничностью.



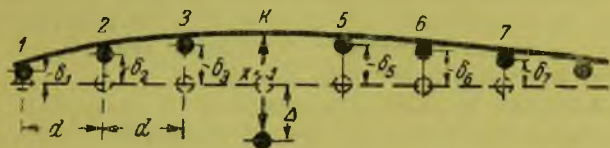
Так, например, предполагая, что давление каждого из колес P_i (фиг. 188, в) передается на пять прогонов, причем на прогон, находящийся под колесом, действует давление P' , а на остальные P'' и P''' , получим следующие давления на средние прогоны моста (пренебрегая влиянием некоторого смещения колес правого автомобиля по отношению к оси прогона с):

$$\begin{aligned} P_a &= P' + P''', \\ P_b &= 2P'', \\ P_c &= P' + P'''. \end{aligned}$$

Так как приведенный метод расчета дает довольно приближенные результаты, а также в связи с тем, что давления, приходящиеся на прогоны a , b и c , обычно мало отличаются друг от друга, можно за расчетное давление на каждый из этих прогонов округленно принять среднюю величину:

$$P = \frac{1}{3} (P_a + P_b + P_c).$$

Подсчитав аналогично давления, передающиеся на средние прогоны от всех поперечных рядов колес, можно определить возникающие в прогонах от этих давлений изгибающие моменты и произвести подбор сечения прогонов.



Фиг. 189. Упругое распределение нагрузок.

Изложенный метод учета упругого распределения нагрузки между прогонами обладает тем недостатком, что не дает возможности определения давлений на крайние прогоны, во многих случаях могущие оказаться в более невыгодных условиях, чем средние.

Другой, имеющий также применение, способ учета упругого распределения нагрузки между прогонами, дающий возможность определения давлений и на крайние прогоны, заключается в том, что строят линию влияния поперечного распределения нагрузки, исходя из рассмотрения поперечин как неразрезной балки на упругих опорах (прогонах), податливость которых определяется по величине прогиба прогонов в середине пролета.

Для нахождения по этому методу линии влияния давления на k -ый прогон прикладываем усилие $X_k = 1$ в месте действия искомого давления (фиг. 189).

Под действием этого единичного усилия поперечины в местах опирания на прогоны получают перемещения $\delta_1, \delta_2 \dots \delta_n$, а k -ый прогон прогнется на величину Δ .

Получившаяся кривая изгиба поперечин, после разделения ординат ее на величину $(\delta_k + \Delta)$, представит линию влияния давления на k -ый прогон, т. е.:

$$\eta_{ki} = \frac{\delta_i}{\delta_k + \Delta},$$

где η_{ki} — ординаты линии влияния поперечного распределения нагрузки.

Для определения входящих в эту формулу величин примем во внимание следующие соображения.

Перемещение Δ представляет собой прогиб прогона под действием усилия $X_k = 1$, т. е.:

$$\Delta = \frac{l^3}{48 EJ}.$$

Реакции, передаваемые на отдельные прогоны, от приложенного к системе усилия $X_k = 1$:

$$X_i = \frac{\delta_i}{\Delta}.$$

Обозначая φ_1 угол наклона поперечины над прогоном № 1, получим угол наклона над прогоном № 2:

$$\varphi_2 = \varphi_1 - \frac{1}{EJ_1} \int_0^a M dx = \varphi_1 - \frac{1}{EJ_1} \int_0^a X_1 x dx = \varphi_1 - \frac{1}{EJ} \int_0^a \frac{\delta_1}{\Delta} x dx,$$

где a — расстояние между осями прогонов.

Вертикальное перемещение прогона № 2 можем выразить следующим образом:

$$\delta_2 = \delta_1 + \varphi_1 d - \frac{1}{EJ_1} \int_0^d M dx dx = \delta_1 + \varphi_1 d - \frac{1}{EJ_1} \int_0^d \delta_1 x dx dx = \delta_1 + \varphi_1 d - \frac{\delta_1 d^3}{6EJ_1 \Delta};$$

или, обозначая $\alpha = \frac{d^3}{6EJ_1 \Delta}$,

$$\delta_2 = \delta_1 (1 - \alpha) + \varphi_1 d.$$

Таким же путем можно определить перемещение прогона № 3:

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \delta_1 + 2d\varphi_1 - \frac{1}{EJ_1} \int_0^{2d} X_1 x dx dx - \frac{1}{EJ_1} \int_0^d X_2 x dx dx = \\ &= \delta_1 + 2d\varphi_1 - 8\delta_1 \alpha - \alpha [\delta_1 (1 - \alpha) + \varphi_1 d] = \delta_1 (1 - 9\alpha + \alpha^2) + \varphi_1 d (2 - \alpha). \end{aligned}$$

Аналогично могут быть получены формулы и для вертикальных перемещений других прогонов, причем все они выражаются при помощи перемещения δ_1 первого прогона и угла наклона φ_1 над ним поперечины:

$$\delta_2 = \delta_1 (1 - \alpha) + \varphi_1 d;$$

$$\delta_3 = \delta_1 (1 - 9\alpha + \alpha^2) + \varphi_1 d (2 - \alpha);$$

$$\delta_4 = \delta_1 (1 - 36\alpha + 17\alpha^2 - \alpha^3) + \varphi_1 d (3 - 10\alpha + \alpha^2);$$

$$\delta_5 = \delta_1 (1 - 100\alpha + 135\alpha^2 - 25\alpha^3 + \alpha^4) + \varphi_1 d (4 - 46\alpha + 18\alpha^2 - \alpha^3)$$

и т. д.

Величины δ_1 и φ_1 могут быть определены из условий равновесия, а именно:

1) сумма вертикальных усилий X_i , передаваемых прогонам (за исключением k -го прогона), должна равняться единице:

$$\sum X_i = \sum \delta_i = 1 \quad \text{или} \quad \sum \delta_i = \Delta;$$

2) сумма моментов всех усилий X_i относительно любой точки, например k -ой опоры, должна равняться нулю:

$$\sum X_i r_i = 0 \quad \text{или} \quad \sum \delta_i r_i = 0,$$

где r_i — расстояние i -го прогона от рассматриваемого k -го прогона.

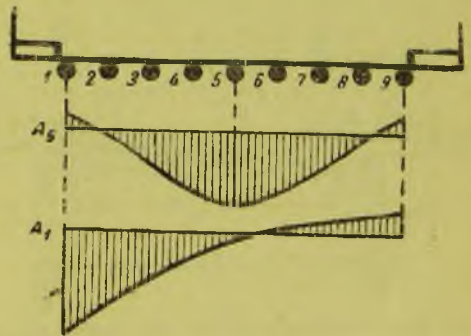
Решая получающиеся таким образом два уравнения с двумя неизвестными δ_1 и φ_1 , определяем эти величины, а по ним находим все остальные δ и затем искомые ординаты η линии влияния поперечного распределения нагрузки.

Общий вид линий влияния давлений на один из средних и на крайний прогоны приведен на фиг. 190.

По построенным таким образом линиям влияния давлений на прогоны определяют коэффициенты поперечной передачи для временной нагрузки.

Для упрощения расчетов при построении линий влияния поперечного распределения нагрузок можно учитывать не все прогоны, а только ближайшие (4—6 прогонов) к рассматриваемому.

При загрузении моста тяжелым гусеничным трактором поперечное распределение нагрузки от каждой из гусениц можно приближенно учитывать приведенными выше методами. В этом случае распределение нагрузки обеспечивается всеми поперечными элементами, располагающимися на длине гусеницы.



Фиг. 190. Линии влияния давлений на прогоны.

Однако, учитывая, что поперечные элементы, расположенные по длине пролета прогонов, в различной мере участвуют в поперечном распределении нагрузок, рекомендуется при расчете упругого распределения от гусеничной нагрузки принимать жесткость поперечных элементов равной 40% жесткости всех элементов, приходящихся на полную длину гусеницы.

Расчет прогонов на подбалках

Если прогоны имеют над опорами стыки и связаны с подбалками болтами, то под действием вертикальной нагрузки прогоны работают как балки с упруго защемленными концами.

Однако, вследствие возможного ослабления болтов от влияния усушки дерева, а также динамического воздействия временной нагрузки, натяжение болтов при расчете прогонов не принято учитывать.

Тогда при загрузке вертикальной нагрузкой прогоны можно рассматривать как двухконсольные балки с расчетным пролетом, равным

расстоянию между точками касания деформированных прогонов и подбалок.

Для расчета подбалок наиболее опасен случай загрузки двух соседних пролетов наибольшей нагрузкой.

Предполагая, что прогоны будут опираться на концы подбалок согласно схеме, приведенной на фиг. 191, получим наибольший изгибающий момент в подбалке:

$$M = (A_{\text{пост}} + A_{\text{врем}}) a = \left(\frac{pl}{2} + A_{\text{врем}} \right) a,$$

где: p — погонная постоянная нагрузка прогона;

$A_{\text{пост}}$ — опорная реакция прогона от постоянной нагрузки;

$A_{\text{врем}}$ — опорная реакция прогона от временной нагрузки;

l — пролет моста;

a — половина длины подбалки.

При этом временную нагрузку (автомобиль) следует располагать в соседних пролетах так, чтобы давления на концы подбалки были одинаковы. В противном случае

подбалка не будет уравновешена, и точка приложения большей из двух сил A переместится ближе к оси свай.

Для расчета прогонов более невыгоден случай, когда один пролет загружен временной нагрузкой, соседние же пролеты нагружены одной постоянной нагрузкой. В этом случае расчетную схему принимают согласно фиг. 192, предполагая, что прогоны незагруженных пролетов опираются на концы подбалок, а прогоны загруженного пролета — в точках касания их с подбалками. Эти точки касания определяют из условия равновесия подбалки, нагруженной с двух сторон опорными реакциями прогонов

соседних пролетов. При этом временную нагрузку располагают на загруженном пролете так, чтобы изгибающий момент в прогонах имел максимальное значение.

Обозначая: a_1 — расстояние от оси свай до точки касания нагруженного пролета с подбалкой, получим, из условия равновесия подбалки:

$$A_{\text{пост}} a = (A_{\text{пост}} + A_{\text{врем}}) a_1,$$

откуда

$$a_1 = A \frac{A_{\text{пост}}}{c_{\text{ст}} + A_{\text{врем}}} a.$$

Расчетный пролет прогонов при загрузке их максимальной нагрузкой тогда будет:

$$l_1 = l - 2a_1.$$

Длину подбалки обычно назначают так, чтобы $a = (0,10 - 0,15) l$; большие длины подбалок бесполезны, так как тогда при деформации под нагрузкой концы их отойдут от прогонов вниз и выключатся из работы.

Расчет балок составного сечения на шпонках или колодках

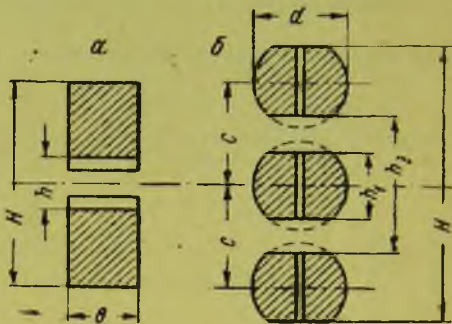
Подбор сечения составной балки. Сечение составных балок на шпонках или колодках можно рассматривать как цельное с учетом коэффициента k уменьшения моментов инерции и сопротивления за счет деформаций, вызываемых смятием в шпонках (колодках).

Величина этого коэффициента зависит от числа элементов (по высоте), образующих составную балку, уменьшаясь с увеличением числа ярусов в составной балке, и может быть принята:

$k = 0,9$ — для двухъярусных балок,

$k = 0,8$ — для трехъярусных балок.

Таким образом, момент инерции составного сечения из двух брусьев (фиг. 193, а), с учетом ослабления шпонкой, определяется формулой:



Фиг. 193. Составные сечения прогонов.

$$J = \frac{1}{12} b (H^3 - h^3) k,$$

а момент сопротивления:

$$W = \frac{J}{0,5H} = \frac{b (H^3 - h^3) k}{6H}.$$

Для составного сечения из трех бревен (фиг. 193, б) момент инерции для сечения, ослабленного колодками и болтом (при подтеске бревен до $\frac{1}{2}d$):

$$J = \left[3 \cdot 0,046 d^4 + 2 \cdot 0,773 d^2 c^2 - \frac{\delta}{12} (H^3 + h_1^3 - h_2^3) \right] k;$$

момент сопротивления сечения:

$$W = \frac{J}{0,5H};$$

напряжение в балке на изгиб:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_{\text{н}}.$$

Расчет шпонок. Шпонки воспринимают скалывающие усилия, возникающие между связываемыми элементами.

Скалывающая сила, приходящаяся на единицу длины балки:

$$T_1 = \frac{QS}{J},$$

где: Q — расчетная поперечная сила;

J — момент инерции всего сечения балки;

S — статический момент относительно нейтральной оси балки той части сечения, которая лежит выше рассчитываемого ряда шпонок.

Величины S и J принимают брутто, т. е. без учета ослабления.

Обозначим (фиг. 194):

c — расстояние между осями шпонок;

δ — глубина врезки шпонок;

b — ширина шпонок;

a — длина шпонок.

Тогда усилие, действующее на одну шпонку:

$$T = T_1 c.$$

Под действием усилия T шпонка работает на смятие и на скалывание.

Напряжение на смятие:

$$\sigma = \frac{T}{F_{с.м.}} \leq \sigma_{с.м.},$$

где: $F_{с.м.}$ — площадь смятия шпонки; $F_{с.м.} = a_1 \delta$ при прямоугольном или близком к прямоугольному очертанию площади смятия, и $F_{с.м.} \approx \frac{2}{3} a_1 \delta$ при смятии по круговому сегменту;

$\sigma_{с.м.}$ — допускаемое напряжение на смятие шпонки (поперек волокон).

Зная величину $\sigma_{с.м.}$ и задавшись величинами a_1 и δ , можем получить наибольшее допустимое расстояние между осями шпонок:

$$c \leq \frac{a_1 \delta \sigma_{с.м.}}{T_1}.$$

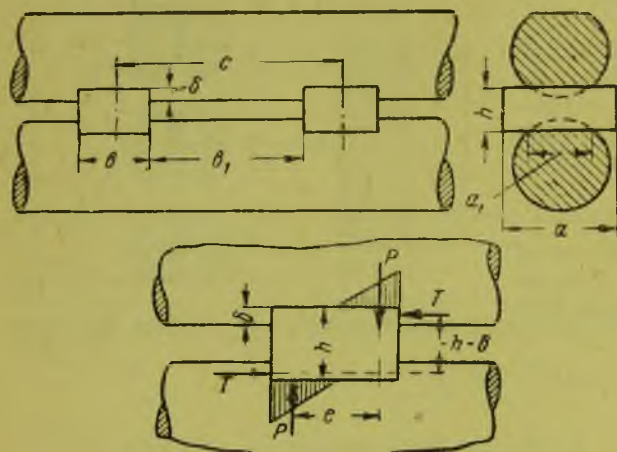
Напряжение в шпонке на тангенциальное скалывание:

$$t = \frac{T}{ab} \leq \tau',$$

где τ' — допускаемое напряжение на тангенциальное скалывание шпонки.

Отсюда получим зависимость, определяющую необходимую ширину шпонки:

$$b \geq \frac{T_1 c}{a \tau'}.$$



Фиг. 194. К расчету шпонок.

Ширина шпонки при этом должна быть не менее двух с половиной толщин шпонки ($b \geq 2,5h$).

Далее необходимо проверить напряжение на скалывание в связываемых элементах на длине $b_1 = c - b$:

$$t = \frac{T_1 c}{a_1 (c - b)} \leq \tau,$$

где: a_1 — ширина связываемых шпонками элементов в месте врубки,

τ — допускаемое напряжение на скалывание дерева вдоль волокон.

Из последней формулы получаем зависимость, определяющую наименьшее допустимое расстояние между осями шпонок:

$$c \geq \frac{b}{1 - \frac{T_1}{\tau a_1}}.$$

Если необходимое расстояние между шпонками, определяемое по этой формуле, превышает наибольшее допустимое расстояние, определяемое прочностью самой шпонки, т. е. если

$$\frac{b}{1 - \frac{T_1}{\tau a_1}} > \frac{a_1 \delta \sigma_{с.м.}}{T_1},$$

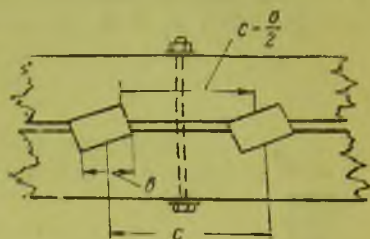
то шпоночное соединение невыполнимо.

В этом случае необходимо увеличить длину шпонок a или глубину врубки шпонок в соединяемые элементы (при прогонах из бревен), или же применить наклонные шпонки (фиг. 195).

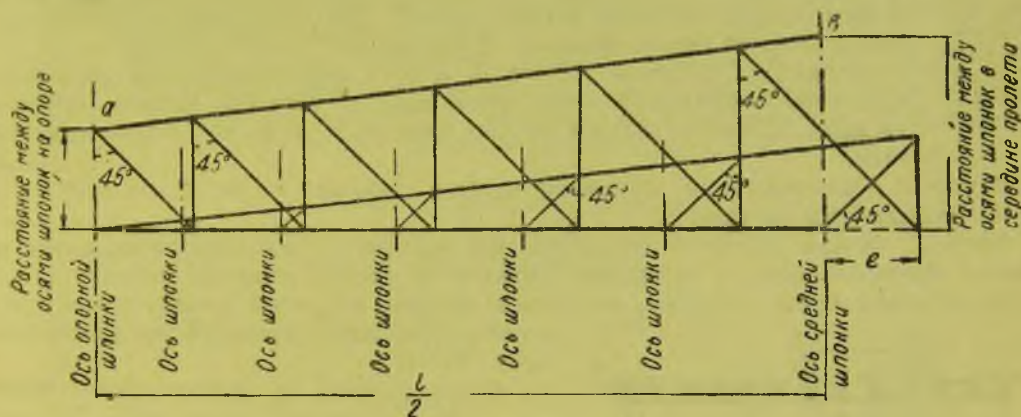
Расчет наклонных шпонок производится так же, как и прямых шпонок, причем допускаемые напряжения на скалывание и смятие принимают в зависимости от угла между направлением действия усилий и направлением волокон древесины. Расчетное расстояние скалывания между наклонными шпонками следует принимать равным расстоянию от рабочего торца шпонки до середины соседней шпонки, т. е. $c - \frac{b}{2}$.

Если шпонки расположены по длине балки неравномерно, а в соответствии с изменением величины поперечных сил Q , то разметка положения шпонок по длине балки может быть произведена графическим путем, указанным на фиг. 196.

Определив расчетом необходимое расстояние между осями шпонок у опоры и в середине пролета балки, откладывают их от горизонтальной оси и соединяют полученные точки a и b наклонной прямой. Получается линия, выражающая закон изменения необходимых расстояний между шпонками по длине балки. После этого приступают к определению положений отдельных шпонок. Для этого из точки a проводят наклонную линию под углом 45° до пересечения с осью, восстанавливают здесь перпендикуляр и снова проводят вторую наклонную линию (под углом 45°) и т. д.



Фиг. 195. Устройство наклонных шпонок.



Фиг. 196. Графический способ разметки положения шпонок.

Последняя наклонная линия при построении, как правило, пересекает ось на некотором расстоянии e от середины пролета балки. Сделав дополнительное построение, показанное на фиг. 196, разгоняют невязку e и получают положения осей всех шпонок.

Расчет болтов. Усилия, действующие на шпонку, образуют момент, стремящийся вывернуть шпонку.

Величина этого момента (см. фиг. 194):

$$M = T(h - \delta),$$

где h — высота шпонки.

Повороту шпонок препятствуют силы отпора P , действующие на горизонтальные грани шпонок и образующие пару с плечом e .

Задаваясь законом распределения давлений отпора по двум треугольникам (см. фиг. 194), получим плечо сил отпора равным $\frac{2}{3}b$.

Усилие в болтах, равное отпору шпонок, определяется формулой:

$$P = \frac{M}{e} = \frac{T(h - \delta)}{e}.$$

Расчет составных балок на колодках производится тем же путем, что и шпоночных балок. Метод расчета составного сечения на колодках детально изложен в § 34.

Расчет насадки

Расчет насадки в мостах с сосредоточенными прогонами сводится к проверке на смятие места сопряжения сваи с насадкой. Если насадка имеет круглое сечение, а голова сваи обработана в виде квадрата, то сторона его $a = 0,707d$. Обозначая размеры шипа a_1 и b_1 , получим площадь смятия:

$$F = a^2 - a_1 b_1 = 0,5d^2 - a_1 b_1.$$

В случае устройства прямоугольной насадки и закрепления ее на сваях при помощи металлических штырей (фиг. 197) площадь смятия:

$$F = \frac{\pi d^2}{4} - \frac{\pi \delta^2}{4} = \frac{\pi}{4} (d^2 - \delta^2),$$

где δ — диаметр штыря.

Если наибольшее давление, действующее на сваю, равно S , то напряжение на смятие:

$$\sigma = \frac{S}{F} \leq \sigma_{см},$$

Фиг. 197.
Сопряжение сваи с прямоугольной насадкой.

где $\sigma_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие того из соприкасающихся элементов, для которого смятие опаснее. Для сопряжения сваи с насадкой всегда опаснее смятие насадки, происходящее поперек волокон.

Задавшись размерами шипа a_1 и b_1 и зная допускаемое напряжение $\sigma_{см}$, можно определить необходимый диаметр сваи (из условия прочности насадки). Диаметр насадки обычно принимают несколько больше диаметра сваи.

В мостах с одноярусными прогонами насадка работает на изгиб как неразрезная балка, опирающаяся на сваи.

Так как насадка является ответственным элементом, воспринимающим опорные реакции прогонов моста, и вследствие обмятий в местах опирания насадки на сваи опоры ее оказываются упругими, то расчет насадки на изгиб рекомендуется производить при двух условных предположениях (фиг. 198):

- при расчете на положительный момент M_1 в середине пролета между сваями — как разрезную балку с пролетом b ,
- при расчете на отрицательный момент M_2 в местах опирания на сваи — как неразрезную балку.

Определение наибольших изгибающих моментов следует производить загрузлением моста автомобильной нагрузкой, располагаемой в поперечном направлении в невыгоднейшем положении по соответствующим линиям влияния.

Фиг. 198. К расчету насадки на изгиб.

При проверке напряжений в насадке нужно учитывать уменьшение ее сечения подтесками, а для сечения над сваями — также и ослабление шипом.

Расчет свай

Расчет свай заключается в проверке прочности ее на сжатие с учетом продольного изгиба. Предположим, что полное наибольшее давление на сваю равняется Q ; диаметр сваи (определившийся проверкой на смятие в сопряжении с насадкой) — d ; свободная длина сваи — s_0 . За свободную длину сваи обычно условно принимают $\frac{3}{4}$ полной высоты опоры от насадки до грунта при отсутствии сроста свай и полную длину от насадки до сроста при его наличии.

Радиус инерции свай:

$$\rho = \frac{d}{4};$$

тогда гибкость сваи:

$$\lambda = \frac{s_0}{\rho}.$$

По величине гибкости сваи определяют коэффициент продольного изгиба φ :
при $\lambda \leq 75$

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2;$$

при $\lambda > 75$

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2}.$$

Сжимающее напряжение в свае с учетом продольного изгиба:

$$\sigma = \frac{Q}{\varphi \frac{\pi d^2}{4}} \leq \sigma_c,$$

где σ_c — допускаемое напряжение на сжатие.

Сваи нужно забивать в грунт на глубину, при которой несущая способность свай будет достаточной. Определение несущей способности свай расчетным путем представляет большие трудности вследствие невозможности учесть все специфические особенности условий работы свай в грунте.

Наиболее надежный способ определения несущей способности свай — испытание пробных свай нагрузкой. Однако, вследствие трудности организации таких опытов при постройке деревянных мостов этим методом не пользуются, а прибегают к оценке несущей способности свай по величинам отказа, получающегося при их забивке.

Зависимость между несущей способностью свай, величиной получаемого при забивке сваи отказа и другими факторами может быть определена по формуле проф. Н. М. Герсаванова, определяющей временное сопротивление сваи:

$$P_{вр} = -\frac{\alpha}{2}F + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4}F^2 + \alpha \frac{F}{c} Gh \frac{G + 0,2Q}{G + Q}}, \quad (1)$$

где: F — площадь поперечного сечения сваи;

G — вес бабы;

h — высота подъема бабы;

Q — вес сваи (с подбабком, если таковой применяется);

c — величина отказа сваи, полученная при забивке (от одного удара последнего залога);

α — коэффициент, зависящий от способа забивки и принимаемый для деревянных свай равным 10 кг/см^2 .

Допускаемая нагрузка на сваю P (несущая способность) не должна превышать некоторой доли ее временного сопротивления:

$$P = \frac{P_{вр}}{k},$$

где k — коэффициент запаса, принимаемый равным 2 для постоянных мостов и 1,5 для временных сооружений.

Принимая $k=2$ и $\alpha=10 \text{ кг/см}^2$, можно из формулы (1) определить отказ, требуемый при забивке сваи, рассчитанной на восприятие давления P :

$$c = \alpha \frac{FGh}{kP(kP + \alpha F)} \cdot \frac{G + 0,2Q}{G + Q} = \frac{5}{2} \cdot \frac{FGh}{P(P + 5F)} \cdot \frac{G + 0,2Q}{G + Q}. \quad (2)$$

Основной недостаток формулы (2) заключается в недоучете коэффициентом α типа снаряда, применяемого для забивки свай, оказывающего существенное влияние на погружение сваи при забивке.

Формулы (1) и (2) могут быть использованы и для случая забивки свай при помощи свайного молота. При этом под величиной G нужно подразумевать вес ударной части молота, величину же h следует определять, как приведенную высоту подъема по формуле:

$$h = \frac{G + p\omega}{\bar{G}} l.$$

где: G — вес ударной части молота;

l — длина хода поршня;

p — среднее давление пара (воздуха) в молоте;

ω — площадь верхней поверхности поршня.

Расчет свайных опор на давление ветра

Расчет моста на действие ветровой нагрузки заключается в проверке устойчивости моста на опрокидывание и в расчете элементов, обеспечивающих его горизонтальную поперечную жесткость.

Ветровую нагрузку принимают действующей перпендикулярно боковой поверхности моста в виде сплошной горизонтальной нагрузки интенсивностью w кг/см².

Ветровые давления, действующие на опору балочного моста, определяются тогда следующим образом.

Давление на перила:

$$W_1 = kh_1lw.$$

Давление на прогоны с проезжей частью:

$$W_2 = h_2lw.$$

Давление на опору:

$$W_3 = h_3b_0w.$$

Фиг. 199. К расчету моста на опрокидывание от действия ветровой нагрузки.

Здесь: h_1 , h_2 и h_3 — высоты перил, прогонов с проезжей частью и опоры (фиг. 199);
 k — коэффициент сплошности перил, характеризующий степень подверженности действию ветра перильной конструкции (обычно $k = 0,2 - 0,4$);
 b_0 — ширина опоры по фасаду.

Под действием ветровых давлений опора стремится опрокинуться вокруг точки O . Опрокидывающий момент:

$$M_{опр} = W_1H_1 + W_2H_2 + W_3H_3.$$

От опрокидывания опору удерживает собственный вес моста; сопротивление свай выдергиванию в месте сраста не учитывается.

Обозначая Q вес одного пролета моста с проезжей частью и опорой, получим удерживающий момент:

$$M_{уд} = Q \frac{b}{2}.$$

Коэффициент устойчивости:

$$K = \frac{M_{уд}}{M_{опр}}.$$

Необходимо, чтобы коэффициент устойчивости $K \geq 1,4$. Вследствие большой ширины мостов на автомобильных дорогах проверка их устойчивости на опрокидывание обычно излишня. Такую проверку нужно производить лишь для узких или очень высоких опор.

Укосины свайных опор рассчитывают в том предположении, что на них полностью передается горизонтальная ветровая нагрузка с одного пролета моста.

Усилие S в укосине (фиг. 200) можно найти из условия равенства моментов относительно точки a :

$$W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3 = Sz,$$

где $z = \frac{ch_s}{\sqrt{c^2 + h_s^2}}$ — плечо усилия S относительно точки a .

Отсюда усилие в укосине:

$$S = \frac{W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3}{z} = \frac{\Sigma W h}{z}.$$

Укосину рассчитывают на сжатие с продольным изгибом и проверяют на смятие во врубках в местах примыкания концов укосины к сваям.

§ 27. Расчет мостов треугольно-подкосной системы

Мосты треугольно-подкосной системы в расчетном отношении являются простейшими из всех видов подкосных мостов. Расчетную схему треугольно-подкосных мостов принимают в предположении, что прогоны над сваями и над точками примыкания подкосов имеют жесткие опоры. В случае устройства прогонов из целых бревен на всю длину пролета их рассматривают при расчете как двухпролетную неразрезную балку. При наличии же стыков прогонов над местом примыкания подкосов прогон при расчете рассматривают как простую разрезную балку с пролетом, равным длине панели d .

Для определения наибольших усилий в элементах конструкции моста удобнее всего пользоваться линиями влияния.

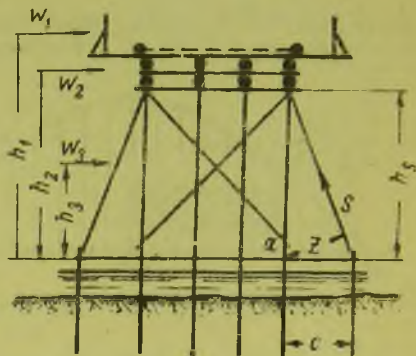
На фиг. 201 представлены линии влияния усилий в основных элементах треугольно-подкосного моста в предположении разрезности прогонов в точках A , B и C .

В этом случае давление в точке C при проходе по мосту груза, равного единице, изменяется по закону треугольника с наибольшей ординатой, равной единице. Усилия в подкосах D и в затяжке H определяются простым разложением сил:

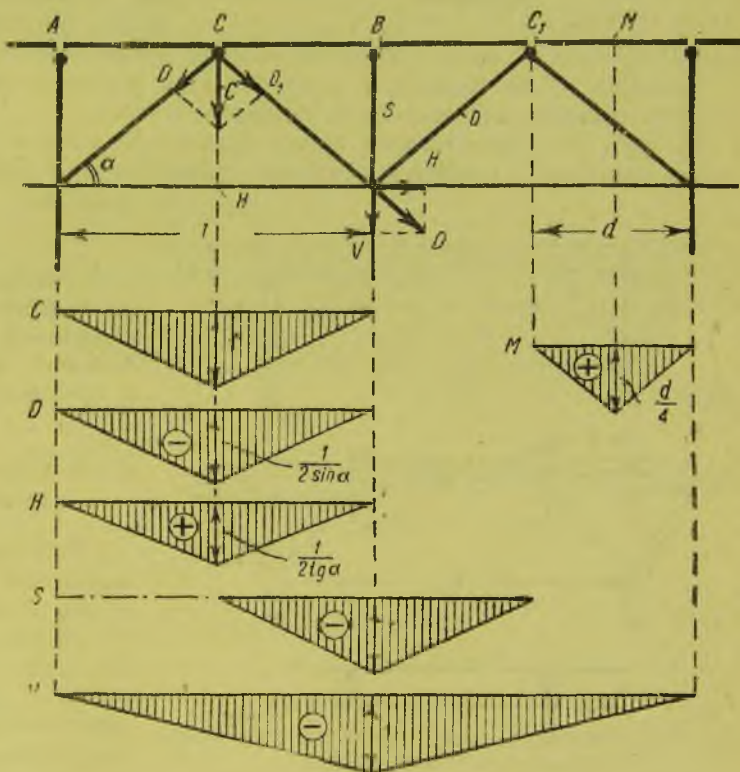
$$D = \frac{C}{2 \sin \alpha};$$

$$H = D \cos \alpha = \frac{C \cos \alpha}{2 \sin \alpha} = \frac{C}{2 \operatorname{tg} \alpha},$$

где α — угол наклона подкосов к горизонту.



Фиг. 200. К расчету укосины.



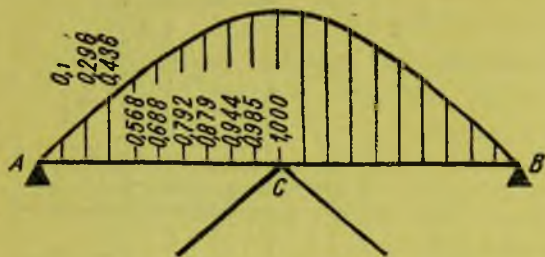
Фиг. 201. Линии влияния для треугольно-подкосного моста.

Усилие в верхней части стойки S получается как сумма давлений, передаваемых примыкающими к точке B концами прогонов, и при разрезных прогонах линия влияния имеет треугольное очертание.

Давление на нижнюю часть стойки (сваи) V складывается из усилия S , передаваемого верхней частью стойки, и вертикальных составляющих усилий в подкосах:

$$V = S + (D + D_1) \sin \alpha = S + \frac{C + C_1}{2}.$$

В результате линия влияния получает простое треугольное очертание. Линия влияния изгибающего момента в прогоне для среднего его сечения при разрезных прогонах имеет треугольное очертание с наибольшей ординатой, равной $\frac{d}{4}$.



Фиг. 202. Линия влияния давления на узел C треугольно-подкосного моста при неразрезных прогонах.

В случае неразрезности прогонов усилия от вертикальной нагрузки в самых прогонах и стойках S уменьшаются сравнительно со случаем разрезных прогонов; в нижней части стоек усилия V остаются без изменения, и только давление в точке C , определяющее усилия в подкосах и затяжке, увеличивается.

Поэтому при неразрезных прогонах все элементы конструкции, за исключением подкосов и затяжек, могут быть

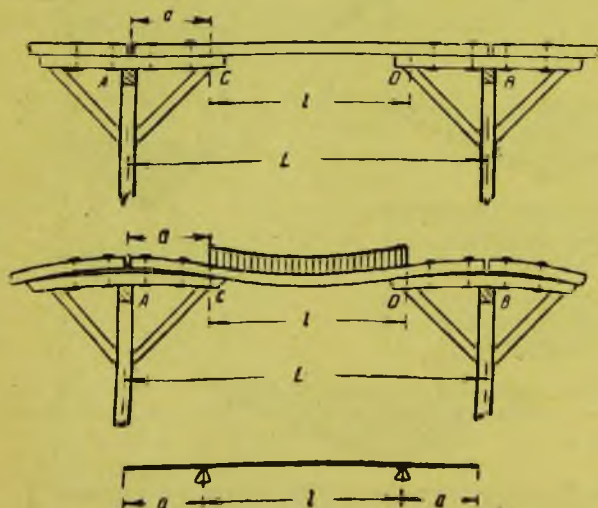
в запас прочности рассчитаны в предположении разрезности прогонов.

Давление же на подкосы в точке C в этом случае нужно принимать как среднюю опорную реакцию двухпролетной неразрезной балки.

На фиг. 202 представлена линия влияния давления в точке C для случая неразрезных прогонов с указанием величины ординат через $0,1d$. Площадь линии влияния давления:

$$\Omega_c = 1,25d.$$

Пользуясь линиями влияния, путем их загрузки постоянной и временной нагрузками можно определить наибольшие усилия во всех элементах и произвести подбор их сечений.



Фиг. 203. Расчетная схема прогонов в трапецидально-подкосных мостах.

§ 28. Расчет мостов трапецидально-подкосной системы

Пргоны мостов трапецидально-подкосной системы в расчетном отношении представляют собой балку с упруго защемленными концами. При действии нагрузки на участке CD прогона деформация его принимает вид, изображенный на фиг. 203, причем концы прогона, лежащие на подбалках, стремятся подняться.

Ориентируясь на вполне возможный случай ослабления болтов, стягивающих концы прогонов с подбалкой, прогоны трапецидально-подкосных мостов принято рассчитывать как двухконсольную балку, свободно лежащую на опорах C и D . При этом длина консолей определяется расстоянием a стыков прогона от точек опирания C и D .

Пргоны будут работать как двухконсольная балка лишь до тех пор, пока нагрузка находится на участке CD ; при переходе же грузов на участок AC или DB над подбалками консоли a прижмутся к подбалкам. При этом, если стык прогона находится над сваями, то изгибающий момент будет восприниматься прогоном с под-

балкой совместно, если же прогон имеет стык в пределах подбалки, то нагрузка будет полностью восприниматься подбалкой.

Для подтверждения возможности расчета прогонов как двухконсольной балки рассмотрим действительные условия ее работы при наиболее опасной загрузке, когда тяжелая ось автомобиля расположена посередине пролета балки. Если вторая ось автомобиля при этом выйдет за пределы рассматриваемого пролета, то концы прогонов, лежащие на подбалках, будут стремиться подняться и работать как консоли.

Если же на конец прогона попадает вторая ось автомобиля, то, в зависимости от соотношения длин a и l , прогон может оказаться либо прижатым к подбалке, либо все же будет стремиться подняться. В первом случае прогон окажется в условиях неразрезной или, вернее, упруго защемленной на концах балки; во втором случае прогон будет работать как консольная балка.

Для выяснения практически более вероятного случая обозначим:

P_1 — вес задней оси автомобиля;

P_2 — вес передней оси автомобиля;

a — расстояние от конца подбалки до груза, согласно фиг. 204.

Учитывая влияние одной лишь временной нагрузки и пренебрегая постоянной нагрузкой, играющей в данной задаче второстепенную роль, получим:

поднятие конца консоли при загрузке прогона грузом P_1 , расположенным в середине пролета:

$$\delta_1 = \frac{al^2}{16EJ} P_1;$$

обратный прогиб консоли от действия груза P_2 :

$$\delta_2 = \frac{a^2}{3EJ} (a + l) P_2.$$

Прогон можно рассматривать как консольную балку при условии $\delta_1 \geq \delta_2$.

Отсюда получим:

$$\frac{al^2 P_1}{16EJ} \geq \frac{a^2}{3EJ} (a + l) P_2$$

или

$$\frac{3P_1}{16P_2} \geq \frac{a}{l} \left(\frac{a}{l} + 1 \right).$$

Имея в виду, что для нормальных расчетных нагрузок

$$\frac{P_1}{P_2} = 2,33 \text{ и } 2,72,$$

получим, подставляя более невыгодное отношение $\frac{P_1}{P_2} = 2,33$:

$$\frac{3}{16} \cdot 2,33 \geq \frac{a}{l} \left(\frac{a}{l} + 1 \right).$$

Из этого неравенства получим:

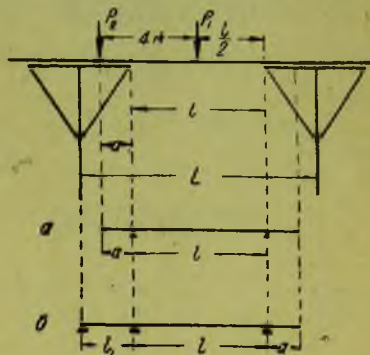
$$\frac{a}{l} \leq 0,33.$$

Имея в виду, что при расстоянии между осями автомобиля равном 4 м величина $a = 4 - 0,5l$, получим:

$$4 - 0,5l \leq 0,33l,$$

откуда

$$l \geq \frac{4}{0,83} = 4,82.$$



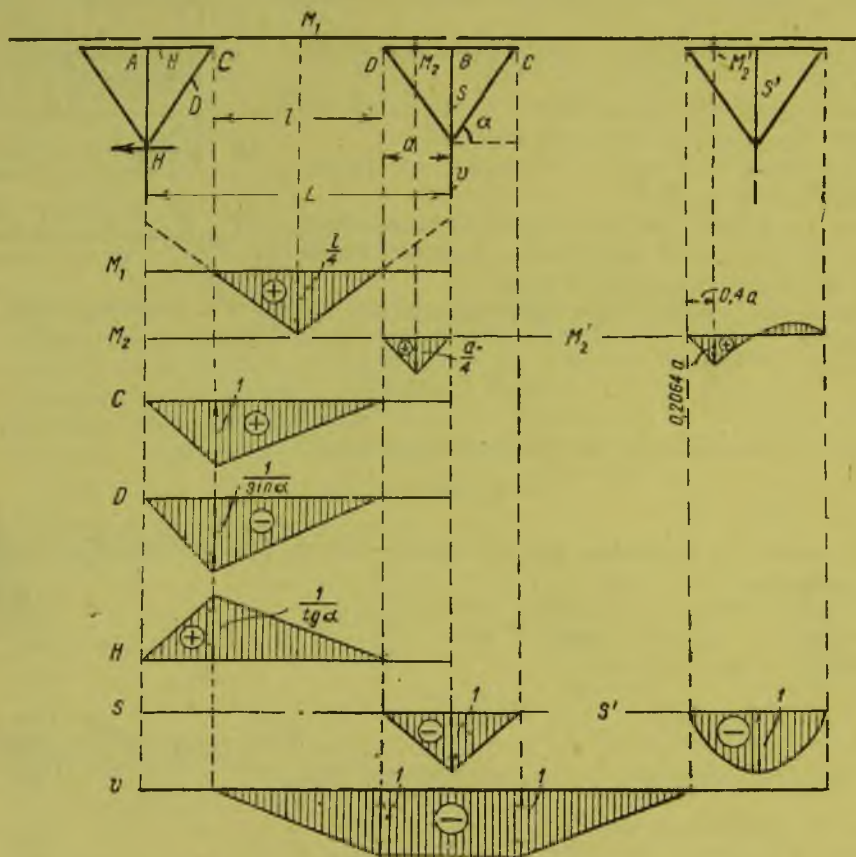
Фиг. 204. К расчету трапециодально-подкосной системы.

Таким образом, расчет прогона как консольной балки (фиг. 204, а) справедлив при $L \leq 8$ м, когда на пролете располагается только один груз, и далее для случаев, когда $l > \sim 4,82$ м.

В остальных же случаях прогон следует рассматривать как неразрезную двухпролетную балку с консолью (фиг. 204, б).

Полученную величину отношения $\frac{a}{l}$ надо рассматривать как ориентировочную, поскольку она выведена без учета постоянной нагрузки. При решении конкретных задач следует всякий раз предварительно анализировать указанные выше условия работы прогона, принимая имеющееся отношение $\frac{P_1}{P_2}$ и учитывая также постоянную нагрузку.

На фиг. 205 приведены линии влияния усилий в элементах трапецидально-подкосного моста.



Фиг. 205. Линии влияния усилий для трапецидально-подкосного моста.

Линия влияния изгибающего момента M_1 в середине пролета определена как для простой двухконсольной балки.

Изгибающий момент в подбалке M_2 обычно определяют как для простой балки пролетом a ; однако, вследствие реальной неразрезности подбалки можно рассматривать ее и как двухпролетную неразрезную балку. В последнем случае наибольший изгибающий момент в подбалке возникает в сечении на расстоянии $\sim 0,4a$ от ее конца (см. линию влияния M_2').

Изгибающий момент M_2 или полностью передается подбалке (при наличии стыков прогонов в пределах подбалки), или же распределяется между подбалкой и прогоном (при стыке прогона над сваями).

Кроме изгибающего момента от непосредственного действия вертикальной нагрузки, в подбалке возникают дополнительные усилия от действия подкоса (фиг. 206). Дав-

ление C , разлагаясь на две составляющие $D = \frac{C}{\sin \alpha}$ и $H = \frac{C}{\operatorname{tg} \alpha}$, вызывает в подбалке растягивающее усилие H и дополнительный изгибающий момент:

$$M_2'' = \frac{H(d - \delta)}{2},$$

вызванный эксцентричным приложением усилия H посередине глубины врубки δ .

Тогда полное наибольшее напряжение в подбалке от совместного действия всех действующих на нее усилий будет:

$$\sigma = \frac{M_2}{\Sigma W} + \frac{M_2''}{W_{\text{под}}} + \frac{H}{F} \leq \sigma_n,$$

где: ΣW — момент сопротивления подбалки и прогона (бревен, не имеющих стыка в пределах подбалки);

$W_{\text{под}}$ — момент сопротивления подбалки;

F — площадь сечения подбалки.

Линия влияния давления в точке C приведена на фиг. 205 так же, как и линии влияния усилий в подкосе D и подбалке H . Расчет подбалки обычно производят, принимая в запас прочности, что усилия M_2 , M_2'' и H одновременно имеют максимум; однако, правильнее принимать в расчет усилия, соответствующие одному загрузению.

Давление на насадку и верхнюю часть стойки определяют, рассматривая подбалку как разрезную — линия влияния S , или же как двухпролетную неразрезную балку — линия влияния S' (фиг. 205).

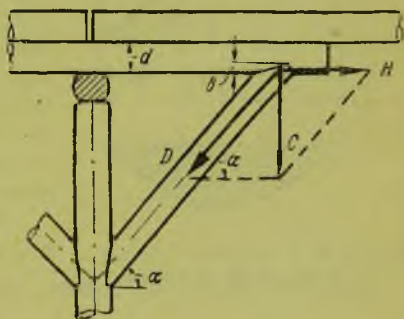
Давление на нижнюю часть стойки (сваю) V складывается из усилий в верхней части стойки S и вертикальной составляющей усилия в подкосах:

$$V = S + D \sin \alpha = S + C.$$

Линия влияния давления V на свая имеет вид трапеции (фиг. 205). Кроме вертикального давления на опору, может действовать также и горизонтальный распор, возникающий при загрузке одного пролета временной нагрузкой.

Величина этого распора равняется горизонтальной составляющей усилия в раскосе $D \cos \alpha =$

$= \frac{C \cos \alpha}{\sin \alpha} = H$, т. е. величине продольного усилия в подбалке. Поэтому линия влияния распора имеет тот же вид, что и линия влияния усилия в подбалке.



Фиг. 206. К расчету подбалки трапециoidalно-подкосного моста.

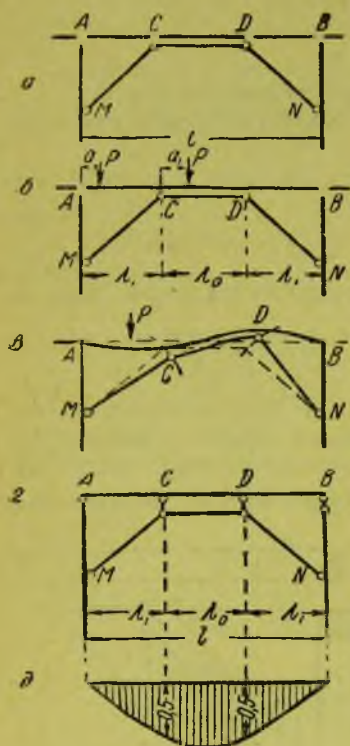
§ 29. Расчет мостов ригельно-подкосной системы

Расчет ригельно-подкосных мостов требует прежде всего выбора статической схемы системы, наиболее соответствующей действительным условиям работы конструкции.

Часто применяемое при расчете деревянных конструкций предположение о разрезности прогона в узлах в данном случае оказывается неприемлемым. Действительно, если предположить прогон ригельно-подкосной фермы разрезанным в узлах A, C, D и B (фиг. 207, а), то получается изменяемая система, не способная работать под нагрузкой. Поэтому в ригельно-подкосных мостах прогон должен быть неразрезным, без стыков в пределах участка $A - B$. Стыки прогона могут быть расположены лишь над свайными опорами.

Если прогон сделан неразрезным, то система $MCDN$ (фиг. 207, б) уже не может произвольно перемещаться, так как этому будет препятствовать жесткость прогона. При этом давления, передаваемые прогоном в точках C и D , при любых положениях нагрузки равны между собой. Действительно, если бы давление в точке C было больше, чем в точке D , то вследствие неравенства усилий, действующих на концы ригеля,

последний стал бы перемещаться, причем точка C стала бы опускаться, а точка D подниматься (фиг. 207, в); деформация продолжалась бы до тех пор, пока давления в узлах C и D не сравнялись бы.



Фиг. 207. К расчету ригельно-подкосной системы.

Таким образом, расчетная схема ригельно-подкосного моста представляется в следующем виде: прогон считается разрезным на опорах A и B и неразрезным на протяжении $ACDB$. Наличие подбалок и болтовых креплений фактически создает некоторые опорные моменты в точках A и B , но влияние их незначительно и при расчете не учитывается. Подкосы считаются шарнирно примыкающими как к ригелю в точках C и D , так и к сваям в точках M и N , поскольку во врубках благодаря смятию всегда возможны взаимные повороты сопрягающихся элементов. При расчете обычно предполагают также возможность некоторого скольжения ригеля по отношению к прогону за счет неплотности соединений и динамического действия нагрузок. Поэтому в статической схеме предусматривают возможность таких перемещений. В результате расчетная статическая схема ригельно-подкосного моста принимает вид, изображенный на фиг. 207, г, представляя собой однажды статически неопределимую систему.

Для расчета рассматриваемой системы необходимо прежде всего определить лишнюю неизвестную. В качестве этой неизвестной величины примем давление, передаваемое прогоном в точке C (фиг. 208). Разрезая соответствующий опорный стержень и прикладывая взамен неизвестные усилия C , превращаем систему в статически определимую.

Величина давления C может быть определена формулой:

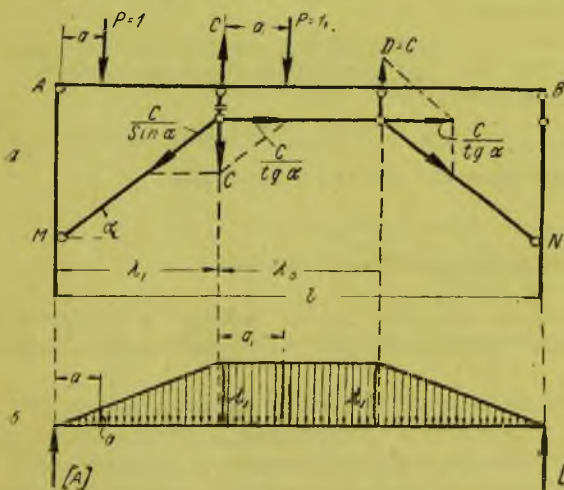
$$C = \frac{\delta_{cp}}{\delta_{cc}}, \quad (1)$$

где: δ_{cp} — перемещение основной статически определимой системы по направлению неизвестного давления C от действия внешней нагрузки P ,

δ_{cc} — перемещение той же системы по направлению неизвестного C от единичного усилия, приложенного по его же направлению.

Полагая, что по мосту движется сосредоточенный груз $P=1$, можем определить величину δ_{cp} , пользуясь принципом взаимности перемещений, через равное ему перемещение δ_{pc} , представляющее прогиб прогона в точке приложения груза $P=1$ от действия на основную систему силы $C=1$. При этом необходимо учесть,

Фиг. 208. К определению лишней неизвестной в ригельно-подкосной системе.



что приложение в точке C усилия по направлению разрезанного стержня вызывает появление в точке D реакции $D=C$, действующей на прогон.

Принимая эпюру моментов от сил $C=D=1$ за фиктивную нагрузку прогона (фиг. 208, б), получаем фиктивные опорные реакции:

$$[A] = [B] = \frac{(\lambda_1 + \lambda_0) \lambda_1}{2}.$$

Погиб прогона в пределах первой панели λ_1 на расстоянии a от опоры получаем как изгибающий момент от фиктивной нагрузки:

$$EJ\delta_{pc} = [M_a] = [A]a - \frac{a^3}{6} = \frac{(\lambda_1 + \lambda_0)\lambda_1 a}{2} - \frac{a^3}{6}. \quad (2)$$

Погиб в пределах средней панели λ_0 на расстоянии a_1 от точки C определяется аналогично:

$$EJ\delta'_{pc} = [A](\lambda_1 + a_1) - \frac{\lambda_1^2}{2} \left(\frac{\lambda_1}{3} + a_1 \right) - \frac{a_1^3 \lambda_1}{2} = \frac{(\lambda_1 + \lambda_0)\lambda_1(\lambda_1 + a)}{2} - \frac{\lambda_1^2}{2} \left(\frac{\lambda_1}{3} + a_1 \right) - \frac{a_1^3 \lambda_1}{2} = \frac{\lambda_1}{6} [\lambda_1(2\lambda_1 + 3\lambda_0) + 3a_1(\lambda_0 - a_1)]. \quad (3)$$

Перемещение δ_{cc} определяем, учитывая деформации изгиба прогона и деформации от обжатия подкосов и ригеля.

Долю перемещения δ'_{cc} , вызванную влиянием изгиба прогона, получим, пользуясь моментной эпюрой от действия грузов $C = D = 1$ (фиг. 208, б):

$$EJ\delta'_{cc} = 2 \cdot \frac{\lambda_1^3}{3} + \lambda_1^2 \lambda_0 = \frac{\lambda_1^2}{3} (2\lambda_1 + 3\lambda_0).$$

Долю перемещения δ''_{cc} , вызванную деформациями подкосов и ригеля от действия продольных сил, получим следующим образом:

$$\delta''_{cc} = \sum \frac{S_c^2 s}{EF} = \frac{2\lambda_1}{EF_1 \sin^2 \alpha \cos \alpha} + \frac{\lambda_0}{EF_2 \operatorname{tg}^2 \alpha} = \frac{1}{E \operatorname{tg}^2 \alpha} \left(\frac{2\lambda_1}{F_1 \cos^3 \alpha} + \frac{\lambda_0}{F_2} \right),$$

где: S_c — усилия в элементах от действия давления $C = 1$,
 s и F — длины и площади сечений элементов.

Тогда полное перемещение

$$\delta_{cc} = \delta'_{cc} + \delta''_{cc} = \frac{\lambda_1^2}{3EJ} (2\lambda_1 + 3\lambda_0) + \frac{1}{E \operatorname{tg}^2 \alpha} \left(\frac{2\lambda_1}{F_1 \cos^3 \alpha} + \frac{\lambda_0}{F_2} \right), \quad (4)$$

где F_1 и F_2 — площади сечений подкоса и ригеля.

Пользуясь формулами (1), (2), (3) и (4), получаем следующие формулы, определяющие значение лишнего неизвестного C .

При грузе P в пределах первой панели:

$$C = D = \frac{3(\lambda_1 + \lambda_0)\lambda_1 a - a^3}{2\lambda_1^2(2\lambda_1 + 3\lambda_0) + \frac{6J}{\operatorname{tg}^2 \alpha} \left(\frac{2\lambda_1}{F_1 \cos^3 \alpha} + \frac{\lambda_0}{F_2} \right)}. \quad (5)$$

При грузе P в пределах средней панели:

$$C = D = \frac{\lambda_1 [\lambda_1(2\lambda_1 + 3\lambda_0) + 3a_1(\lambda_0 - a_1)]}{2\lambda_1^2(2\lambda_1 + 3\lambda_0) + \frac{6J}{\operatorname{tg}^2 \alpha} \left(\frac{2\lambda_1}{F_1 \cos^3 \alpha} + \frac{\lambda_0}{F_2} \right)}. \quad (6)$$

Влияние деформации подкосов и ригеля, выражаемое вторым членом знаменателя в формулах (5) и (6), обычно оказывается ничтожным (менее процента) и практически его можно не принимать во внимание.

Вводя далее обозначения:

$$m = \frac{\lambda_0}{\lambda_1}; \quad k = \frac{a}{\lambda_1}; \quad k_1 = \frac{a_1}{\lambda_0},$$

можем привести формулы (5) и (6) в следующий вид, удобный для практического пользования:

при грузе P в пределах первой панели

$$C = D = \frac{1}{2} \left[k - \frac{k(1-k^2)}{2+3m} P \right], \quad (7)$$

при грузе P в пределах средней панели

$$C = D = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{3k_1 m^2 (1 - k_1)}{2 + 3m} \right] P. \quad (8)$$

Пользуясь формулами (7) и (8), можно вычислить ординаты линий влияния давлений $C = D$.

Значения этих ординат для наиболее употребительных отношений между длинами панелей $m = \frac{\lambda_0}{\lambda_1} = \frac{1}{1}, \frac{4}{3}$ и 2 приведены в табл. 14.

Таблица 14

Значения ординат линий влияния давлений $C = D$

$k = \frac{a}{\lambda_1}$ и $k_1 = \frac{a_1}{\lambda_0}$	При $m = \frac{\lambda_0}{\lambda_1} = 1$	При $m = \frac{\lambda_0}{\lambda_1} = \frac{4}{3}$	При $m = \frac{\lambda_0}{\lambda_1} = 2$
---	--	--	--

Груз $P = 1$ в первой панели

0	0	0	0
0,1	0,0599	0,0583	0,0562
0,2	0,1192	0,1160	0,1120
0,3	0,1773	0,1728	0,1671
0,4	0,2336	0,2280	0,2210
0,5	0,2875	0,2812	0,2734
0,6	0,3384	0,3320	0,3240
0,7	0,3857	0,3797	0,3723
0,8	0,4288	0,4240	0,4180
0,9	0,4671	0,4642	0,4607
1,0	0,5000	0,5000	0,5000

Груз $P = 1$ во второй панели

0,1	0,5270	0,5400	0,5675
0,2	0,5480	0,5711	0,6200
0,3	0,5630	0,5933	0,6575
0,4	0,5720	0,6067	0,6800
0,5	0,5750	0,6111	0,6875

Общий вид линии влияния давлений $C = D$ представлен на фиг. 207, д.

Интегрируя выражения (7) и (8), можно получить площадь линии влияния давлений C :

$$\omega_c = \lambda_1 \left[\frac{m+1}{2} + \frac{1+m^3}{4(2+3m)} \right]. \quad (9)$$

Эта формула дает:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } m = 1 \\ \text{при } m = \frac{4}{3} \\ \text{при } m = 2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \omega = 1,1\lambda_1 = 0,3667l \\ \omega = 1,307\lambda_1 = 0,3920l \\ \omega = 1,781\lambda_1 = 0,4453l \end{array} \quad (10)$$

Пользуясь линией влияния давления C , можно определить линии влияния усилий во всех элементах ригельно-подкосной системы.

Усилие в подкосе:

$$R = \frac{C}{\sin \alpha}. \quad (11)$$

Усилие в ригеле:

$$H = \frac{C}{\lg \alpha}. \quad (12)$$

Следовательно, линии влияния усилий R и H имеют такой же вид, как и линия влияния давления C (фиг. 209).

Усилие в верхней части стойки S получим, суммируя давления, передаваемые концами примыкающих к точке B прогонов. Если бы прогон не опирался в точках C и D на подкосы, то опорное давление в точке B равнялось бы реакции B_0 простой балки пролетом l . Вследствие же наличия подкосов часть давления передается в точках C и D ; поэтому действительное давление, передаваемое концом подкоса на стойку:

$$B = B_0 - C.$$

Линия влияния давления на стойку S , состоящая из линий влияния опорных давлений прогонов, примыкающих к стойке, представлена на фиг. 209.

Изгибающий момент в любом сечении прогона на участке λ_1 , определяется формулой:

$$M_x = M_0 - Cx, \quad (13)$$

где: x — расстояние рассматриваемого сечения от левой опоры;

M_0 — изгибающий момент в сечении, найденный как для простой балки пролетом l .

Построение линии влияния момента M_x показано на фиг. 209.

Положение наиболее опасного сечения прогона, в котором изгибающий момент от временной нагрузки имеет максимум, обычно определяют, предполагая движение по мосту на участке λ_1 одного груза P . В этом случае изгибающий момент в сечении прогона под грузом согласно формулам (13) и (7) будет равен:

$$M_x = M_0 - Cx = \frac{P(l-x)x}{l} - \frac{1}{2} \left[k + \frac{k(1-k^2)}{2+3m} \right] Px.$$

Заменяя величины x и l соответственно $x = k\lambda_1$ и $l = 2\lambda_1 + \lambda_0 = \lambda_1(2+m)$, получаем:

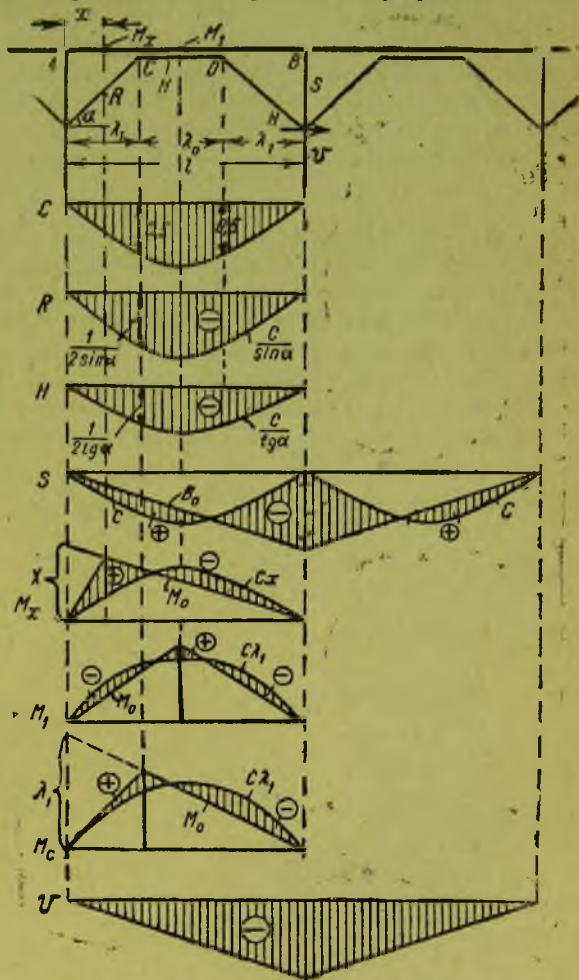
$$M_x = \frac{(2+m-k)\lambda_1 k}{2+m} P - \frac{1}{2} \left[k + \frac{k(1-k^2)}{2+3m} \right] k\lambda_1 P. \quad (14)$$

Значение $k = \frac{x}{\lambda_1}$ (при котором момент M_x имеет максимум) находим, приравняв нулю производную M_x по k :

$$\frac{dM_x}{dk} = \lambda_1 P \left[1 - \frac{2k}{2+m} - k - \frac{k}{2+3m} + \frac{2k^3}{2+3m} \right] = 0.$$

Отсюда получаем уравнение для определения величины k :

$$\frac{2}{2+3m} k^3 - \left(1 + \frac{1}{2+3m} + \frac{2}{2+m} \right) k + 1 = 0. \quad (15)$$



Фиг. 209. Линии влияния усилий [для ригельно-подкосного моста.

Из уравнения (15) получаем:

$$\begin{aligned} \text{при } m = 1 & k = \frac{x}{\lambda_1} = 0,578; \\ \text{при } m = \frac{4}{3} & k = 0,609; \\ \text{при } m = 2 & k = 0,659. \end{aligned}$$

Обычно при загрузке линии влияния M_x на однозначном ее участке устанавливается только один груз. Если же нагрузка состоит не из одного груза, то с практической достаточной степенью точности можно допустить, что опасным сечением прогона будет то же сечение, что и при действии одного груза.

Изгибающий момент M_1 в среднем сечении прогона:

$$M_1 = M_0 - C\lambda_1,$$

где M_0 — изгибающий момент в среднем сечении прогона, найденный как для простой балки пролетом l . Вид линии влияния момента M_1 представлен на фиг. 209. При расчете прогона наибольшая величина изгибающего момента возможна не только в сечениях первой (M_x) и средней (M_1) панелей, но также и в сечении над узлом C . Величину этого момента можно определить по формуле (13), полагая в ней $x = \lambda_1$. Вид линии влияния M_c представлен на фиг. 209.

Давление на нижнюю часть стойки (на опору) V складывается из усилий верхней части стойки S и вертикальных составляющих усилий подкосов. Давление, передаваемое каждым из примыкающих пролетов:

$$\begin{aligned} V &= B + R \sin \alpha = B_0 - C + R \sin \alpha = \\ &= B_0 - C + C \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha} = B_0. \end{aligned}$$

Поэтому линия влияния имеет простое треугольное очертание (фиг. 209). Кроме вертикального давления на опору, при загрузке одного пролета возникает также горизонтальный распор:

$$R \cos \alpha = \frac{C}{\sin \alpha} \cos \alpha \quad \frac{C}{\operatorname{tg} \alpha} = H.$$

Следовательно, величина распора равняется усилию в ригеле. Поэтому линия влияния распора одинакова с линией влияния усилия в ригеле H .

§ 30. Расчет комбинированных подкосных систем

Комбинированные подкосные системы при расчете рассматривают как составленные из нескольких простых подкосных систем, причем используют методы расчета, описанные выше для трапециoidalной и ригельно-подкосной систем.

Рассмотрим для примера расчет комбинированного подкосного моста,

Фиг. 210. Линии влияния усилий в комбинированной подкосной системе.

составленного из трапециoidalной и ригельно-подкосной систем (фиг. 210).

Прогон в этой системе считают разрезным в точках A и B , вблизи которых обычно располагаются стыки прогонов, и неразрезным на протяжении $ACDB$. Это позволяет рассматривать систему $MACDBN$ как простую ригельно-подкосную.

Тогда давление, передаваемое прогоном в точках C и D , может быть определено по формулам (7) и (8), приведенным в § 29. Линия влияния давления $C-D$ будет, следовательно, представлять кривую параболического вида (фиг. 210).

По давлению C можно определить усилие в подкосе MC :

$$R_1 = \frac{C}{\sin \alpha}$$

и в ригеле:

$$N_1 = \frac{C}{\operatorname{tg} \alpha},$$

где α — угол наклона длинного подкоса к горизонту.

Давление, передаваемое прогоном в точке A :

$$A = A_0 - C.$$

Поэтому линия влияния A получается как разность треугольной и параболической линий (фиг. 210).

Разложением давления A на две составляющие получим усилия в коротком подкосе R_2 и в подбалке N_2 :

$$R_2 = \frac{A}{\sin \beta}; \quad N_2 = \frac{A}{\operatorname{tg} \beta},$$

где β — угол наклона короткого подкоса к горизонту. На фиг. 210 показан вид линии влияния растягивающего усилия N_2 в подбалке.

Усилие в верхней части опор S обычно определяют в предположении разрезности прогона в узлах B , E , A_1 . Усилие V в нижней части опоры, под пятнами подкосов, определяется тем же путем, как в трапециoidalной и ригельно-подкосной системах. Линия влияния усилия V имеет поэтому очертание в виде трапеции (фиг. 210).

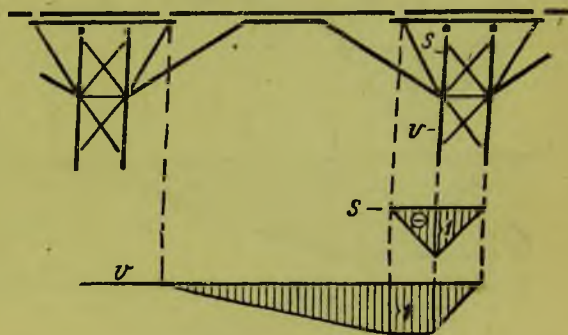
В случае устройства широких (башенных) опор линии влияния усилий S и V принимают вид, представленный на фиг. 211.

Горизонтальный распор от действия усилий подкосов на опору:

$$\begin{aligned} H &= R_1 \cos \alpha + R_2 \cos \beta = \\ &= C \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} + A \frac{\cos \beta}{\sin \beta} = \\ &= A_0 \operatorname{ctg} \beta + C (\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg} \beta). \end{aligned}$$

Линия влияния распора H (см. фиг. 210) получается поэтому суммированием треугольной линии с ординатами $A_0 \operatorname{ctg} \beta$ и параболического сегмента с ординатами $C (\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg} \beta)$.

Линии влияния изгибающих моментов M_1 , M_x и M_c в сечениях прогона посередине ригеля в пределах панели λ_1 и в узле C определяются так же, как и в простой ригельно-подкосной системе. В пределах панели λ_2 изгибающий момент M_2 обычно определяется в предположении разрезности прогона.



Фиг. 211. Линии влияния усилий в элементах башенных опор.

§ 31. Расчет арочно-подкосных мостов

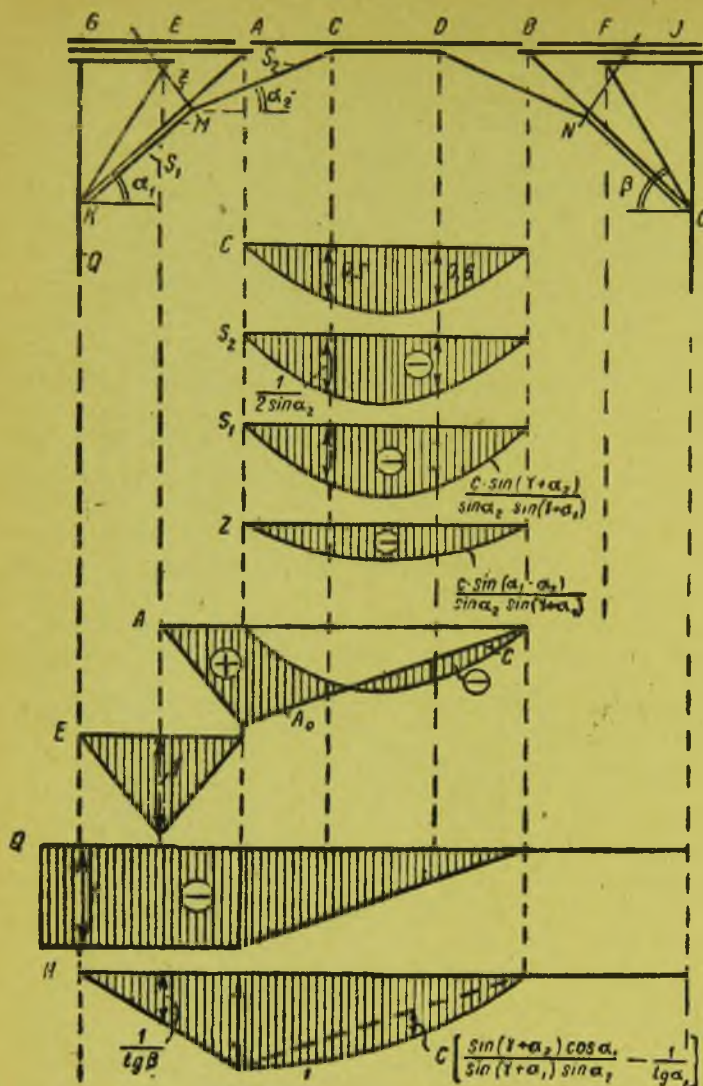
Мосты арочно-подкосной системы рассчитывают на основе тех же принципов, что и комбинированные подкосные системы.

Прогон рассматривают как разрезной в точках A и B и неразрезной на протяжении $ACDB$.

Это позволяет рассматривать часть $MACDBN$ как простую ригельную систему (фиг. 212) и построить линию влияния давления C по формулам (7) и (8), приведенным в § 29.

По давлению C определяют усилие S_2 в элементе MC :

$$S_2 = \frac{C}{\sin \alpha_2}.$$



Фиг. 212. Линии влияния усилий в элементах арочно-подкосного моста.

Усилие S_1 в нижнем элементе арки KM можно получить разложением усилия S_2 по направлению элемента KM и подвески EM (фиг. 213):

$$S_1 = S_2 \frac{\sin(\gamma + \alpha_2)}{\sin(\gamma + \alpha_1)} = C \frac{\sin(\gamma + \alpha_2)}{\sin^2 \alpha_2 \sin(\gamma + \alpha_1)}$$

где: α_1 и α_2 — углы наклона элементов арки к горизонту,
 γ — угол наклона подвески к горизонту.

Усилие в подвеске:

$$Z = S_2 \frac{\sin(\alpha_1 - \alpha_2)}{\sin(\gamma + \alpha_1)} = C \frac{\sin(\alpha_1 - \alpha_2)}{\sin \alpha_2 \sin(\gamma + \alpha_1)}$$

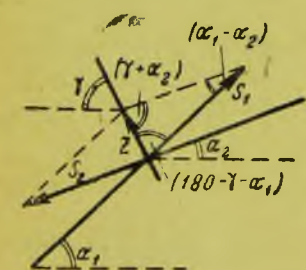
Усилия в остальных элементах определяются аналогично тому, как и в подкосных системах, причем в пределах подбалок прогон можно рассматривать как неразрезной или же как разрезной над всеми узлами в точках G, E, F, J . Обычно задаются вторым предположением, т. е. разрезностью прогона.

Горизонтальный распор от действия усилий подкосов на опору:

$$H = D_1 \cos \beta + D_2 \cos \alpha_1 + S_1 \cos \alpha_1 = \frac{E}{\lg \beta} + \frac{A_0}{\lg \alpha_1} + \frac{C \sin(\gamma + \alpha_2) \cos \alpha_1}{\sin \alpha_2 \sin(\gamma + \alpha_1)} = \frac{E}{\lg \beta} + \frac{A_0}{\lg \alpha_1} + C \left[\frac{\sin(\gamma + \alpha_2) \cos \alpha_1}{\sin(\gamma + \alpha_1) \sin \alpha_2} - \frac{1}{\lg \alpha_1} \right],$$

где: D_1 и D_2 — усилия в подкосах KE и KA ,
 β и α_1 — углы наклона этих подкосов.

На фиг. 212 представлены основные линии влияния для арочно-подкосной фермы: давление в точке C ; усилие S_2 в элементе MC ; усилие S_1 в элементе KM ; усилие Z в подвеске EM ; давление в точке A ; давление в точке E ; усилие Q в нижней части опоры, ниже пят подкосов; распор H .



Фиг. 213. К расчету арочно-подкосной системы.

§ 32. Расчет многопролетных ригельно-подкосных мостов с упругими опорами

При расчете мостов подкосных систем было сделано предположение об отсутствии смещений нижних узлов подкосов, т. е. об абсолютной жесткости опор в направлении продольной оси моста.

Практически такое условие не может быть осуществлено. Опоры подкосных мостов под действием передающегося им распора деформируются, вовлекая в работу и соседние пролеты. Распор загруженного пролета при этом уменьшается, вследствие чего изменяются усилия в его элементах и, в частности, возрастают изгибающие моменты в прогоне.

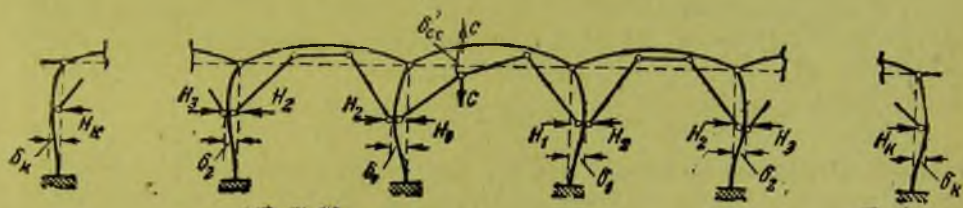
Таким образом, многопролетные подкосные мосты фактически работают как неразрезная система, причем изменение усилий в элементах загруженного пролета и воздействие его на соседние пролеты оказываются тем большими, чем гибче опоры моста в направлении его продольной оси.

Рассмотрим условия работы неразрезного подкосного моста с гибкими опорами на примере ригельно-подкосной системы.

Полагая загруженным средний пролет внешней нагрузкой P и принимая за лишнее неизвестное давление, передаваемое в точке C , можем, как и ранее, выразить его величину формулой (см. фиг. 208 и 214):

$$C = \frac{\delta'_{cp}}{\delta'_{cc}} \quad (1)$$

При этом величина δ'_{cp} , представляющая перемещение основной системы по направлению неизвестного C от действия внешней нагрузки, не изменяется от влияния гибкости опор и равна соответствующему перемещению для случая жестких опор: $\delta'_{cp} = \delta_{cp}$.



Фиг. 214. К расчету многопролетной ригельно-подкосной системы.

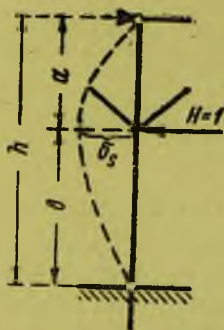
Величина δ'_{cc} увеличивается за счет смещения нижних опорных точек подкосов:

$$\delta'_{cc} = \delta_{cc} + \delta''_{cc},$$

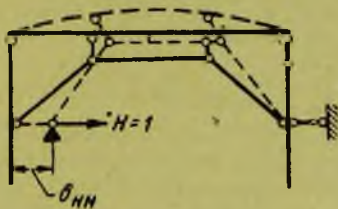
где: δ_{cc} — соответствующее перемещение для случая жестких опор;
 δ''_{cc} — дополнительное перемещение по направлению неизвестного C от единичного усилия, приложенного по его же направлению, вызванное горизонтальным смещением нижних опорных точек подкосов.

Обозначим:

H_1, H_2, H_3 — распоры, действующие в последовательных пролетах, начиная с загруженного (фиг. 214);



Фиг. 215. Схема деформации опоры ригельно-подкосного моста.



Фиг. 216. Схема деформации ригельно-подкосного пролета от единичного распора.

$\delta_1, \delta_2, \delta_3$ — горизонтальная деформация опор на уровне точек примыкания подкосов;

δ_s — горизонтальная деформация отдельной опоры при действии на нее горизонтального усилия $H=1$ (фиг. 215);

$\delta_{nn} = \delta_{cc} \operatorname{tg}^2 \alpha$ — сближение нижних концов подкосов при действии на них горизонтальной силы $H=1$ согласно схеме, представленной на фиг. 216.

Тогда из условия равновесия усилий в нижних узлах подкосов можно последовательно написать:

$$\left. \begin{aligned} H_1 &= H_2 + \frac{\delta_1}{\delta_s} \\ H_2 &= H_3 + \frac{\delta_2}{\delta_s} \\ &\text{и т. д.} \\ H_k &= \frac{\delta_k}{\delta_s} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Горизонтальные деформации последовательных опор могут быть связаны следующими уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= \delta_2 + H_2 \delta_{nn} \\ \delta_2 &= \delta_3 + H_3 \delta_{nn} \\ &\text{и т. д.} \\ \delta_{k-1} &= \delta_k + H_k \delta_{nn} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Пользуясь системой уравнений (3), можно последовательно выразить величины горизонтальных деформаций опор при помощи деформации крайней опоры δ_k :

$$\left. \begin{aligned} \delta_{k-1} &= \delta_k + H_k \delta_{nn} \\ \delta_{k-2} &= \delta_{k-1} + H_{k-1} \delta_{nn} = \delta_k + \delta_{nn} (H_k + H_{k-1}) \\ &\text{и т. д.} \\ \delta_1 &= \delta_k + \delta_{nn} (H_k + H_{k-1} + \dots + H_3 + H_2) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Пользуясь системой уравнений (2) и выведенными формулами (4), можно написать последовательные значения величин распоров H , выражая их при помощи горизонтального смещения δ_k крайней опоры.

Получим последовательно:

$$\begin{aligned} H_k &= \frac{\delta_k}{\delta_s}; \\ H_{k-1} &= H_k + \frac{\delta_{k-1}}{\delta_s} = \frac{\delta_k}{\delta_s} + \frac{\delta_k + \frac{\delta_k}{\delta_s} \delta_{nn}}{\delta_s} = \frac{\delta_k}{\delta_s} \left(2 + \frac{\delta_{nn}}{\delta_s} \right) = \frac{\delta_k}{\delta_s} (2 + \gamma); \\ H_{k-2} &= H_{k-1} + \frac{\delta_{k-2}}{\delta_s} = \frac{\delta_k}{\delta_s} (2 + \gamma) + \frac{\delta_k + \delta_{nn} \left[\frac{\delta_k}{\delta_s} + \frac{\delta_k}{\delta_s} (2 + \gamma) \right]}{\delta_s} = \frac{\delta_k}{\delta_s} (3 + 4\gamma + \gamma^2); \end{aligned}$$

и аналогично далее:

$$\begin{aligned} H_{k-3} &= \frac{\delta_k}{\delta_s} (4 + 10\gamma + 6\gamma^2 + \gamma^3); \\ H_{k-4} &= \frac{\delta_k}{\delta_s} (5 + 20\gamma + 21\gamma^2 + 8\gamma^3 + \gamma^4) \end{aligned}$$

и т. д.,

где $\gamma = \frac{\delta_{nn}}{\delta_s}$ — коэффициент, характеризующий относительную жесткость в горизонтальном направлении ригельно-подкосного пролетного строения и опоры.

Анализ последовательных значений распоров показывает, что значения H быстро убывают от среднего пролета к крайним, а потому при расчете неразрезных ригельно-подкосных мостов можно ограничиваться учетом небольшого числа пролетов по обе стороны от рассматриваемого среднего.

Если ограничиться рассмотрением только трех пролетов, т. е. учесть только по одному пролету с каждой стороны от рассматриваемого (фиг. 217, а), то смещение нижних опорных точек подкосов среднего пролета в результате гибкости опор и деформации соседних пролетов получим следующим образом:

$$\delta_1 = \delta_2 + \delta_{nn} H_2,$$

но

$$H_2 = \frac{\delta_2}{\delta_s} \quad \text{и} \quad H_1 = \frac{\delta_2}{\delta_s} (2 + \gamma);$$

отсюда

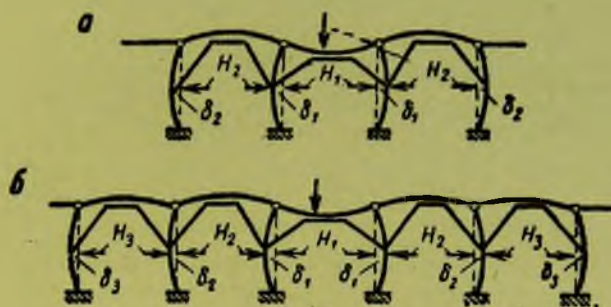
$$\delta_2 = H_1 \frac{\delta_s}{2 + \gamma}$$

и

$$\delta_1 = H_1 \frac{\delta_s}{2 + \gamma} + \delta_{nn} \frac{H_1}{2 + \gamma} = \frac{1 + \gamma}{2 + \gamma} \delta_s H_1 = \mu_1 \delta_s H_1, \quad (4')$$

где

$$\mu_1 = \frac{1 + \gamma}{2 + \gamma}.$$



Фиг. 217. Схема деформаций многопролетных ригельно-подкосных мостов.

В случае рассмотрения пяти пролетов (фиг. 217, б), т. е. учета по два пролета с каждой стороны от рассматриваемого, получаем аналогично предыдущему:

$$\delta_1 = \delta_3 + \delta_{nn} (H_2 + H_3),$$

где

$$H_3 = \frac{\delta_3}{\delta_s},$$

$$H_2 = \frac{\delta_3}{\delta_s} (2 + \gamma),$$

$$H_1 = \frac{\delta_3}{\delta_s} (3 + 4\gamma + \gamma^2),$$

откуда

$$\delta_3 = \frac{H_1 \delta_s}{3 + 4\gamma + \gamma^2}$$

и

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \frac{H_1 \delta_s}{3 + 4\gamma + \gamma^2} + \delta_{nn} \left[\frac{H_1 (2 + \gamma)}{3 + 4\gamma + \gamma^2} + \frac{H_1}{3 + 4\gamma + \gamma^2} \right] = \\ &= \frac{1 + 3\gamma + \gamma^2}{3 + 4\gamma + \gamma^2} H_1 \delta_s = \mu_2 \delta_s H_1, \end{aligned}$$

где

$$\mu_2 = \frac{1 + 3\gamma + \gamma^2}{3 + 4\gamma + \gamma^2}.$$

В выведенных формулах коэффициенты μ характеризуют влияние упругости соседних пролетов на деформацию опоры рассматриваемого пролета. При этом величину $\mu \delta_s$ можно рассматривать как некоторую приведенную жесткость опоры данного пролета с учетом влияния всех последующих пролетов.

Как видно из полученных формул, значение коэффициента μ зависит только от отношения γ и числа учитываемых при расчете соседних пролетов.

Для практически встречающихся в мостах отношений γ , обычно составляющих даже при однорядных (гибких) опорах $\gamma > 1$, с достаточной степенью точности можно при расчете ограничиться учетом трех пролетов. При особо гибких опорах ($\gamma < 1$) следует учитывать влияние пяти пролетов.

График зависимости коэффициента μ от отношения γ для многопролетных ригельно-подкосных мостов представлен на фиг. 218.

Используем полученные выводы для определения лишней неизвестной среднего пролета:

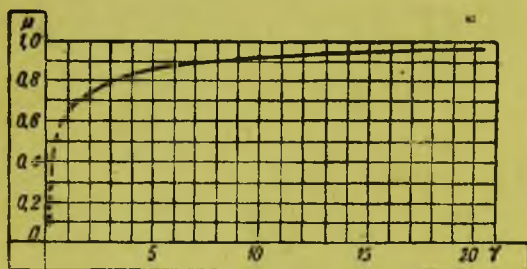
$$C = \frac{\delta'_{cp}}{\delta'_{cc}}$$

учитывая, что

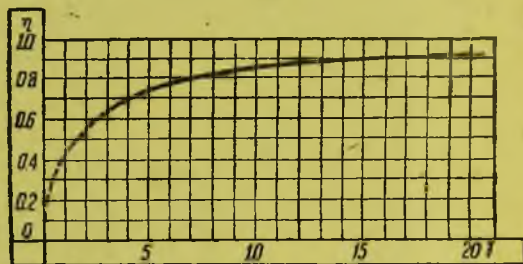
$$\delta'_{cp} = \delta_{cp} \quad \text{и} \quad \delta_{cc} = \delta_{cc} + \delta''_{cc},$$

причем

$$\delta_{cc} = \frac{\delta_{HH}}{\operatorname{tg}^2 \alpha}.$$



Фиг. 218. График значений коэффициента μ для многопролетных ригельно-подкосных мостов.



Фиг. 219. График значений коэффициента η для многопролетных ригельно-подкосных мостов.

Величина δ''_{cc} , т. е. дополнительное перемещение по направлению неизвестного давления C , вызванное влиянием деформации опор, может быть выражено:

$$\delta''_{cc} = \frac{2\delta_1}{\operatorname{tg}^2 \alpha} = 2 \frac{\mu \delta_s}{\operatorname{tg}^2 \alpha}.$$

Тогда величина C определится так:

$$C = \frac{\delta_{cp}}{\delta_{cc} + 2 \frac{\mu \delta_s}{\operatorname{tg}^2 \alpha}} = \frac{\delta_{cp}}{\delta_{cc} \left(1 + \frac{2\mu \delta_s \operatorname{tg}^2 \alpha}{\operatorname{tg}^2 \alpha \delta_{HH}} \right)} = \frac{\delta_{cp}}{\delta_{cc} \left(1 + \frac{2\mu}{\gamma} \right)} = \eta C_0, \quad (5)$$

где: C_0 — значение лишнего неизвестного, соответствующее абсолютно жестким опорам (см. § 29), и

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{2\mu}{\gamma}} \text{ — коэффициент, учитывающий влияние деформаций опор и соседних про-$$

летов, зависящий от γ .

График зависимости коэффициента η от отношения γ для многопролетных ригельно-подкосных мостов приведен на фиг. 219. Из графика видно, что при гибких опорах давление в точке C оказывается значительно меньшим, чем при жестких опорах. Вследствие этого возрастают изгибающие моменты в прогонах моста, что и должно быть учтено при расчете ригельно-подкосных мостов с гибкими опорами.

Доля распора, передающаяся на каждую из опор, ограничивающих рассматриваемый средний пролет:

$$H_s = H_1 - H_2 = \frac{\delta_1}{\delta_s} = \mu H = \mu \frac{C}{\operatorname{tg} \alpha} = \mu \eta \frac{C_0}{\operatorname{tg} \alpha} = k H_0, \quad (6)$$

где: $k = \mu \eta = \frac{\mu}{1 + 2 \frac{\mu}{\gamma}} = \frac{1}{\frac{1}{\mu} + \frac{2}{\gamma}}$ — коэффициент, зависящий от отношения γ ,

H_0 — распор, соответствующий случаю абсолютно жестких опор.

Таблица значений отношения γ

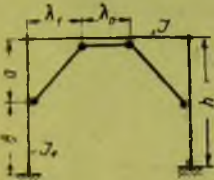
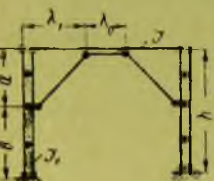
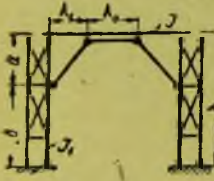
Схема моста	Отноше- ние мо- ментов инерции $J_1 : J$	$\lambda_0 = 2\lambda_1$				$\lambda_0 = \lambda_1$			
		$b = \lambda_1$	$b = 2\lambda_1$	$b = 4\lambda_1$	$b = 6,5\lambda_1$	$b = \lambda_1$	$b = 2\lambda_1$	$b = 3\lambda_1$	$b = 3,5\lambda_1$
		$h = 2\lambda_1$	$h = 3\lambda_1$	$h = 5\lambda_1$	$h = 8\lambda_1$	$h = 2\lambda_1$	$h = 3\lambda_1$	$h = 4\lambda_1$	$h = 5\lambda_1$
	$J_1 = 0,5J$	8,0	3,0	1,25	0,76	5,0	1,88	1,11	1,02
	$J_1 = J$	16,0	6,0	2,5	1,51	10,0	3,75	2,22	2,04
	$J_1 = 2J$	32,0	12,0	5,0	3,02	20,0	7,5	4,44	4,08
	$J_1 = 5J$	80	30	12,5	7,6	50	18,8	11,1	10,2
	$J_1 = 10J$	160	60	25	15,1	100	37,5	22,2	20,4
	$J_1 = 20J$	320	120	50	30,2	200	75	44,4	40,8
	$J_1 = 50J_1$	800	300	125	76	500	188	111	102
	$J_1 = 100J$	1600	600	250	151	1000	375	222	204

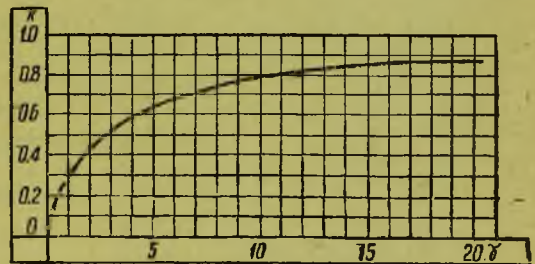
График зависимости коэффициента k от различных отношений γ для многопролетных мостов приведен на фиг. 220.

Для характеристики значений отношения γ , практически встречающихся в мостах, в табл. 15 приведены величины γ , подсчитанные теоретически для ригельно-подкосных мостов с различными соотношениями основных размеров и жесткостей пролетных строений и опор.

Из табл. 15 видно, что при гибких опорах отношение γ колеблется примерно от 1,0 до 10,0; этим величинам γ соответствуют следующие значения прочих коэффициентов: $\mu = 0,6 - 0,9$; $\eta = 0,5 - 0,85$; $k = 0,3 - 0,8$.

Для жестких опор составного сечения и башенных, когда отношение γ значительно возрастает, коэффициенты имеют следующие величины:

$$\mu = 0,9 - 1,0; \quad \eta = 0,85 - 1,0; \quad k = 0,8 - 1,0.$$



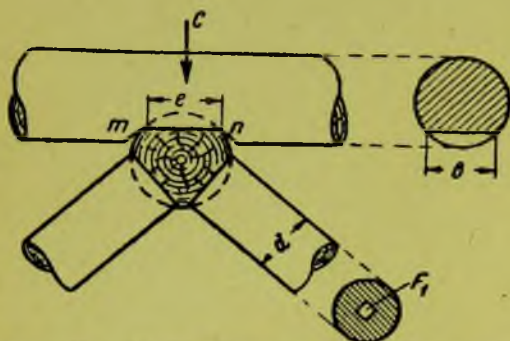
Фиг. 220. График значений коэффициента k для многопролетных ригельно-подкосных мостов.

§ 33. Расчет врубок и сопряжений подкосных мостов

Расчеты врубок и сопряжений подкосных мостов производятся методами, применяемыми при расчете деревянных конструкций.

Примыкание подкосов к прогону

В месте примыкания подкосов к прогону должна быть произведена проверка на смятие сопряжений узловой подушки с прогоном и с подкосами.



Фиг. 221. Сопряжение подкосов с прогоном.

Прогон передает подушке давление C , вызывающее смятие в плоскости mn (фиг. 221).

Обозначая: e — ширину верхней поверхности подушки, b — ширину подтески прогона, получим напряжение на смятие:

$$\sigma = \frac{C}{be} \leq \sigma_{см}.$$

Зная величину усилия C и допускаемое напряжение на смятие $\sigma_{см}$ поперек волокон, можно определить необходимую ширину подушки и подтески прогонов.

Кроме того, должна быть произведена проверка на смятие в местах упора подкосов в подушку.

Усилие, действующее в каждом подкосе:

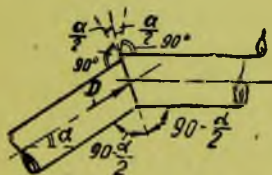
$$D = \frac{C}{2 \sin \alpha}.$$

Напряжение на смятие:

$$\sigma = \frac{D}{\frac{\pi d^2}{4} - F_1} \leq \sigma_{см},$$

где: d — диаметр бревна подкосов,
 F_1 — площадь сечения шипа.

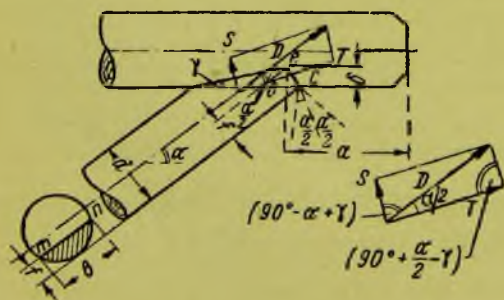
Сопряжение подкоса с ригелем



Фиг. 222. Сопряжение подкоса с ригелем.

Сопряжение подкоса с ригелем проверяют на смятие. Если шов в месте сопряжения верхнего конца подкоса с ригелем направлен по биссектрисе угла, то смятие происходит под углом $\frac{\alpha}{2}$ к волокнам (фиг. 222). Напряжение смятия определяется по полному усилию D в подкосе. В случае устройства шва перпендикулярно к направлению оси подкоса допускаемое напряжение на смятие определяется смятием древесины ригеля под углом α к волокнам.

Сопряжение подкоса с подбалкой



Фиг. 223. Сопряжение подкоса с подбалкой. где d — диаметр подкоса;

Усилие D подкоса в месте сопряжения можно разложить на две составляющие S и T , перпендикулярные плоскости врубки (фиг. 223). Принимая глубину врубки подкоса в подбалку равной δ и направление более короткой плоскости врубки по биссектрисе угла, получим наклон γ другой плоскости врубки следующим путем:

$$\frac{\delta}{ac} = \frac{d}{\sin \alpha},$$

$$bc = \delta \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2};$$

тогда

$$ab = \frac{d}{\sin \alpha} - \delta \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$$

и

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{\delta}{\frac{d}{\sin \alpha} - \delta \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}.$$

Определив таким образом величину угла наклона γ , можем выразить величины слагающих S и T , передающихся через обе плоскости врубки:

$$T = D \frac{\sin(90^\circ - \alpha + \gamma)}{\sin(90^\circ + \frac{\alpha}{2} - \gamma)} = D \frac{\cos(\alpha - \gamma)}{\cos(\frac{\alpha}{2} - \gamma)},$$

$$S = D \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{\sin(90^\circ + \frac{\alpha}{2} - \gamma)} = D \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{\cos \frac{\alpha}{2} - \gamma}$$

Далее необходимо определить площади плоскостей смятия врубки.

Длину хорды \overline{mn} в точке e определяем по диаметру подкоса d и величине $f = \delta$:

$$\overline{mn} = b = 2 \sqrt{df - f^2}.$$

Определяем далее длины \overline{ae} и \overline{ec} :

$$\overline{ae} = \frac{\overline{ab}}{\cos \gamma} = \left(\frac{d}{\sin \alpha} - \delta \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \right) \frac{1}{\cos \gamma};$$

$$\overline{ec} = \frac{\delta}{\cos \frac{\alpha}{2}}.$$

Площади смятия врубки определяем приближенно, пользуясь формулой площади параболического сегмента:

$$F_T = \frac{2}{3} b \cdot ec,$$

$$F_s = \frac{2}{3} b \overline{ae}.$$

Смятие от действия силы T происходит под углом $\frac{\alpha}{2}$ к волокнам; смятие от действия силы S происходит под углом $(90^\circ - \gamma)$ к волокнам подбалки и под углом $(90^\circ - \alpha + \gamma)$ к волокнам подкоса.

Силой трения, возникающей во врулке, при расчете мостов принято пренебрегать в запас прочности. В случае недостаточности одного зуба устраивают врубку двойным зубом. Расчет такой врубки производится аналогично. Необходимая длина выступающего конца подбалки определяется проверкой на скалывание.

Скалывающее усилие равно $T \cos \frac{\alpha}{2}$; площадь скалывания ab . Тогда необходимая длина a определится формулой:

$$a \geq \frac{T \cos \frac{\alpha}{2}}{b \tau},$$

где τ — допускаемое напряжение на скалывание дерева вдоль волокон.

Расчет сопряжения нижнего конца подкоса со свайей производится аналогично изложенному.

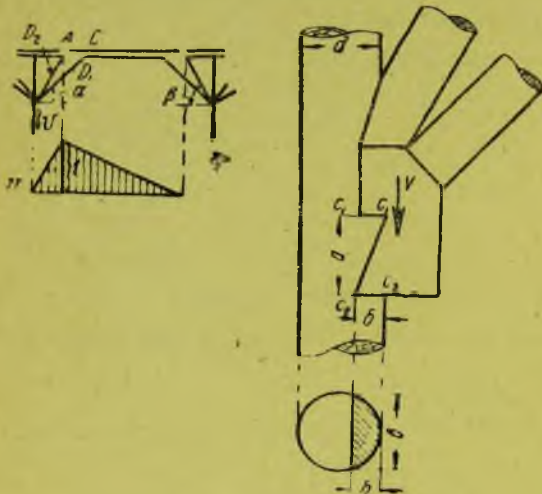
Сопряжение подкоса со сваей при помощи зубчатой подушки

Для расчета зубчатой подушки, поддерживающей нижние концы подкосов в месте примыкания их к свае, необходимо прежде всего определить величину вертикального давления, действующего на подушку.

Если на подушку опираются два подкоса D_1 и D_2 , то вертикальное давление на подушку:

$$V = D_1 \sin \alpha + D_2 \sin \beta = C \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha} + A \frac{\sin \beta}{\sin \beta} = C + A - C = A_0.$$

Линия влияния вертикального давления на подушку имеет поэтому треугольный вид (фиг. 224). Определив путем загрузки линии влияния наибольшее значение давления на подушку V_{\max} , производят проверку врезки ее в сваю на смятие и срезывание.



Фиг. 224. К расчету зубчатой подушки под подкосами.

Смятие происходит по площадкам: $c_1 - c_1$; $c_2 - c_2$. Площадь каждой из сминающихся площадок определяется, как для кругового сегмента, или упрощенно, как для параболического, по формуле:

$$\Delta F = \frac{2}{3} \delta b,$$

где: δ — глубина врезки зубьев, обычно не более $\left(\frac{1}{5} - \frac{1}{4}\right) d$,

b — ширина хорды, соответствующей врезке на глубину δ .

Обозначая $\sigma_{см}$ допускаемое напряжение дерева на смятие вдоль волокон, получим необходимое число зубьев в подушке из условия:

$$k \geq \frac{3V_{\max}}{2\delta b \sigma_{см}}.$$

Далее необходимо произвести проверку на скалывание зубьев подушки.

Обозначая: b_1 — ширину подушки, соответствующую глубине зубьев δ , и τ — допускаемое напряжение дерева на скалывание вдоль волокон, получим условие, определяющее наименьшую длину каждого зуба:

$$a \geq \frac{V_{\max}}{k b_1 \tau},$$

где k — число зубьев в подушке.

§ 34. Расчет опор подкосных мостов

Общие сведения

Свайные опоры подкосных мостов работают не только на сжатие от действующего на них вертикального давления, но также и на горизонтальный изгиб от распора, передаваемого на них подкосами. Распоры от постоянной нагрузки одинаковых соседних пролетов взаимно уравновешиваются; временная же нагрузка, расположенная на одном пролете, вызывает действие на опору одностороннего распора.

Загружение временной нагрузкой обоих примыкающих к опоре пролетов обычно оказывается менее опасным, так как хотя вертикальное давление на сваи при этом увеличивается, но зато уничтожается более опасный по своему действию на опору горизонтальный распор.

Распор, вызванный загружением временной нагрузкой одного пролета, вследствие упругости опор в направлении продольной оси моста, передается частично на соседние пролеты.

При этом доля распора H_s , воспринимаемая опорами загруженного пролета, составляет согласно выводам § 32:

$$H_s = kH_0,$$

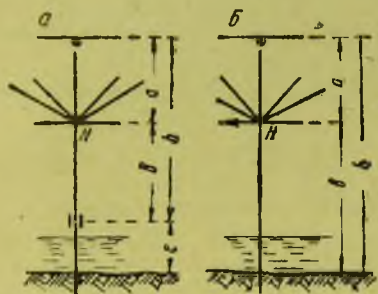
где: k — коэффициент, зависящий от отношения жесткости пролетного строения и опор;

H_0 — распор, соответствующий случаю абсолютно жестких опор.

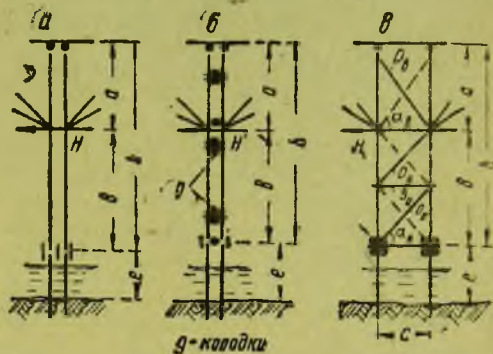
Остальная часть распора передается соседним пролетам.

При приближенных подсчетах можно ориентировочно принимать $k = 0,80$, полагая, что 80% распора воспринимается опорами, а 20% передается на соседние пролеты.

Если подкосы моста упираются в общую горизонтальную поперечную подушку и между сваями имеется в поперечном направлении жесткая связь, а также при сближенном расположении свай в поперечном направлении, распор, передаваемый пролетным строениям, можно считать распределенным поровну между всеми сваями опоры.



Фиг. 225. Расчетные схемы узких опор.



Фиг. 226. Расчетные схемы широких и решетчатых опор.

В противном случае сваи, поддерживающие подкосы каждой из ферм, должны быть рассчитаны самостоятельно на распор, передаваемый примыкающим к ним подкосам, с учетом коэффициента поперечной передачи временной нагрузки.

Таким образом, опора каждой из ферм должна быть рассчитана на горизонтальное усилие:

$$H = kH_{\max},$$

где H_{\max} — наибольший распор, действующий на опору от временной нагрузки, определенный указанным выше путем.

Опору при расчете на действие горизонтального усилия в случае наличия стыка свай можно рассматривать как шарнирно опертую верхним концом на прогоны через насадки, а нижним концом — на сваи.

Тогда стойки опоры можно рассчитывать как простую балку пролетом h (фиг. 225, *a* и 226, *a* и *б*) или ферму (фиг. 226, *в*), поставленную вертикально и работающую на изгиб от действия горизонтальной силы H и на сжатие от действия вертикального давления на опору V .

Нижние концы сваи следует в этом случае рассчитывать как балку, заделанную одним концом в грунт и нагруженную на другом конце (соответствующем месту стыка) горизонтальной силой.

Если сваи по проекту не имеют стыка и не предполагается их наращивание при ремонте, то за расчетный пролет опоры при расчете ее на изгиб следует принимать полную высоту опоры h от насадки до поверхности грунта (фиг. 225, *б*).

Наибольший изгибающий момент в опоре типа *a* или *б* (фиг. 225 и 226) от действия силы H :

$$M = H \frac{ab}{h}.$$

Поперечная сила в верхней части:

$$Q_o = H \frac{b}{h},$$

в нижней части:

$$Q_n = H \frac{a}{h}.$$

Наиболее опасные напряжения в сваях возникают у места примыкания подкосов, так как сечение свай здесь сильно ослаблено врубками и изгибающий момент имеет максимальное значение.

Напряжение от совместного действия в опоре сжимающей силы V и изгибающего момента M можно определить по формуле:

$$\sigma = \frac{V}{F_{netto}} + \frac{M}{\xi W_{netto}},$$

где: ξ — коэффициент, учитывающий дополнительный момент, возникающий от силы V при прогибе элемента и определяемый по формуле:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 V}{3100 F_{brutto} \sigma_c};$$

F_{netto} и W_{netto} — площадь и момент сопротивления расчетного сечения опоры с учетом ослабления;

F_{brutto} — площадь сечения опоры без учета ослабления;

σ_c — допускаемое напряжение на сжатие;

λ — гибкость элемента в плоскости действия изгибающего момента.

При определении гибкости свободная длина свай может быть условно принята равной:

0,9 полной длины свай от пят подкосов до грунта — при отсутствии сраста свай;

1,2 длины стоек от пят подкосов до места сраста — при его наличии.

При устройстве затяжек свободная длина свай при продольном изгибе принимается соответственно равной 0,75 в первом случае и 1,0 во втором.

Момент сопротивления однорядной или двухрядной (без колодок) опоры равняется соответственно $W = W_0$ или $W = 2W_0$,

где W_0 — момент сопротивления одной свай с учетом ослабления сечения.

При устройстве опоры на колодках (фиг. 226, б) момент сопротивления ее определяется, как для составного сечения (фиг. 227):

$$W = k \frac{2(J_0 + F_0 y^2)}{y_{max}},$$

где: F_0 и J_0 — площадь и момент инерции ослабленного сечения одной свай;

y — расстояние от центра ослабленного сечения до оси сечения опоры;

y_{max} — расстояние наиболее удаленного волокна от оси сечения;

k — коэффициент уменьшения момента сопротивления составного сечения (см. § 26).

Расчет колодок

Расчет колодок, связывающих сваи, производится на основе тех же принципов, что и расчет шпоночных соединений.

Сдвигающее усилие, возникающее между сваями на длине 1 см от действия поперечной силы Q в опоре:

$$T_0 = Q \frac{S}{J},$$

где: Q — поперечная сила в опоре на рассматриваемом верхнем или нижнем участке;

$S = \frac{\pi d^2}{4} y_0$ — статический момент площади сечения (брутто) одной сваи относительно оси опоры (фиг. 227);

$J = 2 \left(\frac{\pi d^4}{64} + \frac{\pi d^2}{4} y_0^2 \right)$ — момент инерции сечения опоры (брутто) относительно оси опоры.

При расположении колодок на расстоянии e друг от друга (фиг. 228) сдвигающее усилие, действующее на каждую колодку, будет:

$$T = T_0 e.$$

Это усилие, действуя на колодку, вызывает: 1) смятие в местах врубки колодки в сваю; 2) скалывание колодки по ее длине и 3) скалывание сваи на участке между колодками. Поэтому при расчете соединения колодками необходимо произвести три проверки напряжений.

Учет сил трения, возникающих в соединении благодаря натяжению болтами, при этом обычно не производится, так как от сотрясений, вызываемых действием временной нагрузки, а также вследствие возможного от разных причин ослабления болтов, сила трения может оказаться незначительной.

1) Напряжение на смятие в месте врубки колодки в сваю:

$$\sigma = \frac{T}{\Delta F} \leq \sigma_{см}, \quad (1)$$

где: $\sigma_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие вдоль волокон для сваи;

ΔF — площадь сегмента, работающего на смятие.

С достаточной степенью точности площадь кругового сегмента может быть подсчитана, как для параболического, по формуле:

$$\Delta F = \frac{2}{3} b \delta,$$

где: δ — глубина врубки колодки в сваю,

b — ширина подрубки сваи.

2) Напряжение на скалывание в колодке:

$$\tau_k = \frac{T}{ab_1} \leq \tau', \quad (2)$$

где: a — длина колодки;

b_1 — ширина колодки, часто принимаемая равной ширине подрубки сваи: $b_1 = b$;

τ' — допускаемое напряжение на скалывание вдоль волокон для колодки.

3) Напряжение на скалывание в свае на участке между колодками:

$$\tau_c = \frac{T}{b(e-a)} \leq \tau, \quad (3)$$

где: $(e-a)$ — длина скалывания,

τ — допускаемое напряжение на скалывание вдоль волокон для сваи.

Соединение колодками должно удовлетворять всем этим трем проверкам.

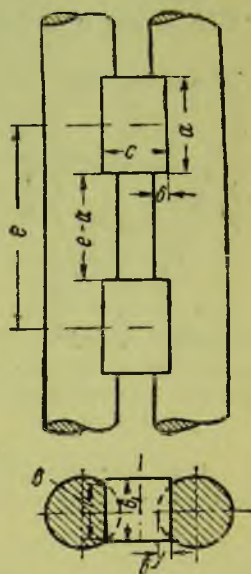
При проектировании соединения на колодках формулы (1), (2) и (3) служат для определения основных размеров соединения.

Задавшись глубиной врубки колодок в сваи δ и определив соответствующую ширину подрубки сваи b и площадь сегмента ΔF , получим из формулы (1) наибольшее допустимое расстояние между осями колодок:

$$e \leq \frac{\Delta F \sigma_{см}}{T_0}. \quad (4)$$

Далее, из условия прочности колодки на скалывание, пользуясь формулой (2), можно определить необходимую ее длину:

$$a \geq \frac{T}{b_1 \tau'}. \quad (5)$$



Фиг. 228. К расчету колодок.

Наконец, из условия прочности свай на скалывание получаем минимальное допустимое расстояние между колодками:

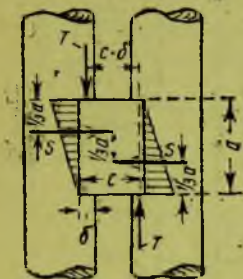
$$e \geq \frac{a}{1 - \frac{T_0}{b\tau}} \quad (6)$$

Расчет болтов

Усилия T , действующие с двух сторон на колодку, образуют момент, стремящийся вывернуть ее:

$$M = T(c - \delta).$$

Считаем, что натяжение болтов достаточно для того, чтобы колодка по всей своей длине прижималась к сваям, и задаемся распределением этого давления по закону треугольника согласно фиг. 229. Тогда величина равнодействующей этого давления S , равная необходимому натяжению болтов, стягивающих каждую колодку, может быть получена из уравнения равновесия колодки:



Фиг. 229. К расчету болтов, стягивающих колодки.

$$T(c - \delta) = S \frac{1}{3} a.$$

Величина равнодействующей давления:

$$S = \frac{3T(c - \delta)}{a}.$$

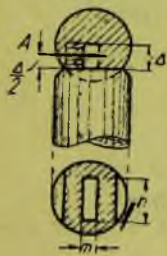
Практически обычно принимают плечо пары усилий отпора равным $\frac{2}{3} a$. Тогда величина S уменьшается вдвое.

По потребному натяжению подбирают число и необходимый диаметр болтов, стягивающих колодку.

Расчет сопряжения свай с насадкой

Опора может работать как вертикально поставленная простая балка при условии прочного опирания ее концов при действии горизонтальных нагрузок.

Вверху опора передает свою горизонтальную реакцию, равную $A = Q_v = H \frac{a}{h}$ через шипы, входящие в насадку; внизу же реакцию, равную $B = Q_n = H \frac{a}{h}$, действующую на головы свай.



Фиг. 230. К расчету сопряжения свай с насадкой.

Размеры шипов следует проверять на смятие и излом. Обозначая размеры шипа в плане (фиг. 230) m и n и высоту Δ , получим из условия проверки на смятие:

$$\frac{A}{n\Delta k} \leq \sigma'_{см},$$

где: $\sigma'_{см}$ — допускаемое напряжение в шипах на смятие поперек волокон,

k — число свай в опоре (по фасаду).

Считая давление, передаваемое шипу, приложенным посредине его высоты, получим изгибающий момент в шипе:

$$M = \frac{A\Delta}{2k}.$$

Тогда из условия прочности шипа на излом (изгиб) получим:

$$\frac{M}{W} = \frac{6M}{nm^2} \leq \sigma_u,$$

где σ_u — допускаемое напряжение шипа на изгиб.

Расчет свай

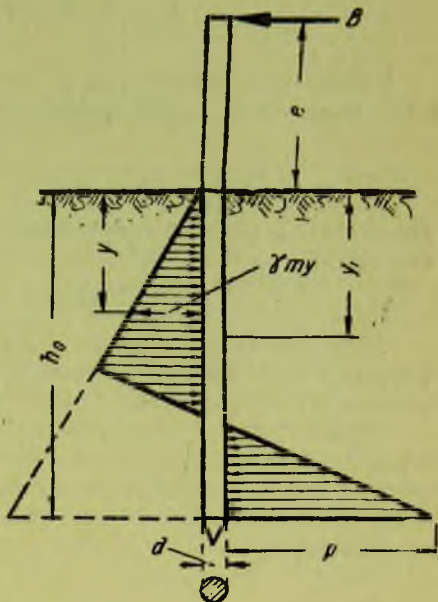
Забитая в землю часть сваи должна воспринимать горизонтальную реакцию $B = Q_n = \frac{Ha}{h}$. В случае сроста свай в месте наращивания обычно устраивают стык в полдерева, надежно укрепляемый хомутами и схватками; поэтому имеется достаточная гарантия передачи здесь горизонтального усилия.

Остается проверить напряжения на изгиб в нижней части сваи, а также подсчитать наибольшее горизонтальное давление на грунт.

Расчет сваи, забитой в грунт и подверженной действию горизонтальной нагрузки, можно произвести, принимая эпюру давления, передаваемого сваей грунту, согласно фиг. 231. Тогда наибольшее горизонтальное давление нижнего конца сваи на грунт может быть определено по формуле 1:

$$p = \gamma h_0 \frac{\left(\frac{d}{h_0} m + k - 2 \frac{B}{\gamma h_0^3} \right)}{\frac{d}{h_0} \left[\frac{d}{h_0} m + k - 6 \frac{B}{\gamma h_0^3} \left(\frac{e}{h_0} + 1 \right) \right]} - \gamma h_0 \left(m + k \frac{h_0}{d} \right),$$

где: h_0 — глубина забивки сваи в грунт;
 d — диаметр сваи;
 e — отметка места приложения силы B (стыка свай) над поверхностью земли;
 γ — вес единицы объема грунта;
 B — горизонтальное усилие, действующее на сваю;



Фиг. 231. К расчету сваи.

$$\left. \begin{aligned} m &= \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ k &= \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \text{— коэффициенты, зависящие от угла естественного откоса грунта.}$$

Допускаемое горизонтальное давление на грунт на глубине h_0 может быть определено по формуле:

$$P_{дон} = \gamma h_0 \left(m + k \frac{h_0}{d} \right),$$

или в запас прочности по формуле:

$$P_{дон} = \gamma h_0 m.$$

Для проверки сваи на изгиб необходимо определить опасное ее сечение, т. е. место наибольшего момента. Для этого найдем сечение, в котором производная момента, равная поперечной силе, обращается в нуль.

Поперечная сила в сечении на расстоянии y от поверхности земли:

$$Q_y = B - \frac{\gamma m y^2 d}{2},$$

где $\gamma m y$ — ордината эпюры давления на глубине y .

Глубина y_1 опасного сечения определится из условия:

$$Q_{y1} = 0$$

или

$$B - \frac{\gamma m y_1^2 d}{2} = 0,$$

¹ Проф. И. П. Прокофьев. Теория сооружений, ч. 2-я, изд. „Новый агроном“, 1928.
 Проф. Н. М. Митропольский. Примеры проектирования мостов, Гострансиздат, 1935, стр. 57.

откуда

$$y_1 = \sqrt{\frac{2B}{\gamma md}}.$$

Изгибающий момент в опасном сечении сваи:

$$M_{\max} = B(e + y_1) - \frac{\gamma m y_1^3 d}{6} = B\left(e + \frac{2}{3} y_1\right).$$

Наибольшее напряжение в нижней части сваи от совместного действия изгибающего момента M_{\max} и вертикального давления V на сваю

$$\sigma = \frac{V}{F} + \frac{M_{\max}}{\xi W} \leq \sigma_e$$

должно быть меньше допускаемого напряжения для сваи, находящейся в земле или под водой.

Расчет широких решетчатых опор

Широкие опоры с решетчатыми связями между сваями рассчитывают как сквозные фермы. Под действием усилия H (см. фиг. 226, в) в одной из свай (левой на схеме) возникает растягивающее усилие, в другой же (правой на схеме) — сжимающее.

Дополнительное сжимающее усилие в свае от действия горизонтального распора H определяется, как для пояса сквозной фермы, причем в схему фермы должны быть введены только сжатые раскосы (см. фиг. 226, в).

В запас прочности можно принять дополнительное сжимающее усилие V_1 в свае по формуле:

$$V_1 = \frac{M}{c} = \frac{Hab}{ch},$$

где c — расстояние между осями свай опоры.

Тогда наибольшее напряжение в свае от совместного действия основного и дополнительного усилий будет:

$$\sigma = \frac{V + V_1}{\psi F_{\text{brutto}}}.$$

Свободная длина для определения коэффициента φ равняется расстоянию между горизонтальными схватками, связывающими сваи по фасаду или поперечном направлении.

Усилия в раскосах опоры, при учете работы только сжатых раскосов, определяются:

в верхней части опоры:

$$D_s = \frac{Q_s}{\cos \alpha_s} = \frac{Hb}{h \cos \alpha_s};$$

в нижней части опоры:

$$D_n = \frac{Q_n}{\cos \alpha_n} = \frac{Ha}{h \cos \alpha_n}.$$

Усилия в горизонтальных схватках:

в верхней части опоры при наличии в ней нескольких ярусов:

$$S_s = Q_s = \frac{Hb}{h};$$

в нижней части опоры:

$$S_n = Q_n = \frac{Ha}{h}.$$

ДЕРЕВЯННЫЕ АРОЧНЫЕ МОСТЫ

Применение дерева для мостов арочной системы было распространено в прошлом веке во Франции, США, России и других странах. Арочные деревянные мосты того времени являлись подражанием каменным мостам, получившим тогда уже довольно высокое развитие. Деревянные арочные мосты строились из выпиленных по лекалам брусьев или же из гнутых брусьев или досок и применялись как для перекрытия малых ($l=15-20$ м), так и больших (до 80—100 м и более) пролетов. Опоры этих мостов обычно устраивались каменными.

Развитие применения металлических мостов, начавшееся в конце прошлого века и распространившееся на начало нашего века, значительно сузило область применения деревянных арочных мостов.

В настоящее время деревянные арочные мосты находят на автомобильных дорогах в обычных условиях довольно ограниченное применение. Несколько чаще деревянные арочные мосты применяются в городских условиях, где их устройство может вызываться эстетическими требованиями, а также при пересечении регулируемых рек и каналов или в горной местности, когда условия перехода определяют выгодность применения арочной системы.

Благодаря тому, что в арочных мостах материал в основном используется в работе на сжатие, расход металла для деревянных арочных мостов оказывается незначительным.

Современные способы соединения деревянных элементов и методы предохранения дерева от загнивания дают возможность создавать сложные арочные конструкции деревянных мостов, позволяющие перекрывать значительные пролеты.

В зависимости от отметок ездового полотна, горизонта высоких вод и требований подмостового габарита арочные мосты могут быть с ездой поверху или понизу.

Арочные мосты с ездой поверху дают экономически и конструктивно более целесообразные решения, а потому находят значительно большее применение на автомобильных дорогах, нежели мосты с ездой понизу.

§ 35. Основные схемы арочных мостов

Арочные мосты с ездой поверху

При достаточной строительной высоте арочные мосты устраивают с ездой поверху.

Расположение проезжей части поверху имеет ряд преимуществ: 1) возможность выбора наивыгоднейшего числа и расположения арок в поперечном направлении, 2) простота устройства и минимальная затрата материала в проезжей части, 3) предохранение арок от действия дождя настилом проезжей части, 4) возможность устройства жестких поперечных связей между арками, 5) сравнительная простота сборки. Поэтому большинство деревянных арочных мостов устраивают с ездой поверху.

Так как арки под действием вертикальной нагрузки передают своими пятнами довольно значительный горизонтальный распор, то опоры арочных мостов должны иметь достаточно солидную и жесткую конструкцию, дающую гарантию прочности и устойчивости сооружения.

Во второй половине XIX в. деревянные арочные мосты строили преимущественно на каменных опорах (фиг. 232 и 233), считая свайные опоры недостаточно жесткими. В настоящее время наряду с каменными опорами в арочных мостах применяют также свайные и ряжевые опоры.



Фиг. 232. Деревянный арочный мост на каменных опорах.



Фиг. 233. Деревянный арочный двухпролетный мост на каменных опорах.

Исторически первыми нашли себе применение арки из брусьев, сплошного и решетчатого сечения; позднее стали устраивать арки из гнутых досок. В настоящее время арочные мосты в большинстве делают с дощатыми арками.

Наиболее употребительные схемы арочных пролетных строений с ездой поверху приведены на фиг. 234.

При пролетах, не превышающих 25 м, пролетные строения состоят из арок и надарочного строения, образованного из стоек и прогонов, поддерживающих проезжую часть. Надарочные стойки располагают вертикально (фиг. 234, а) или радиально к арке (фиг. 234, б). В современных конструкциях предпочитают вертикальное расположение надарочных стоек.

Для разгрузки арок раньше часто прибегали к устройству подкосов, поддерживающих концы прогонов (фиг. 232 и 234, в) и позволяющих увеличить пролет арок приблизительно до 30 м. В современных мостах этот прием не применяется.

При подъемных арках и тяжелой временной нагрузке, для большей жесткости пролетных строений и связи прогонов с арками, могут быть поставлены, кроме стоек, также и подкосы (фиг. 234, з).

При пролетах, достигающих 35—40 м и более, кроме сплошных арок могут быть применены сквозные решетчатые арки (фиг. 234, д).

При наличии большой строительной высоты, а также для удобства сборки конструкции из отдельных готовых полуарок, применяют трехшарнирные решетчатые арочные фермы (фиг. 234, е).

Арочные мосты с ездой поверху наиболее часто применяются для пролетов 15—30 м; реже встречаются пролеты 30—50 м. К числу исключительно крупных мостов с ездой поверху следует отнести такие сооружения, как построенный в 1849 г. Каскадный мост на Эрийской ж. д. в США, имевший пролет 84 м (см. фиг. 61, стр. 45).

Отношение $\frac{f}{l}$ между стрелой арки f и ее пролетом l , называемое подъемом арки, в мостах на автомобильных дорогах может колебаться от $\frac{1}{8}$ до $\frac{1}{10}$; наиболее употребительные отношения $\frac{f}{l} = \frac{1}{5} - \frac{1}{8}$.

Очертание оси арки обычно принимают по параболе или по кругу. Для обычно применяемых в деревянных арках отношений $\frac{f}{l}$ разница между кругом и параболой практически настолько незначительна, что ею часто пренебрегают, рассчитывая арку как параболическую, а выполняя ее с очертанием по кругу.

Арочные мосты с ездой понизу

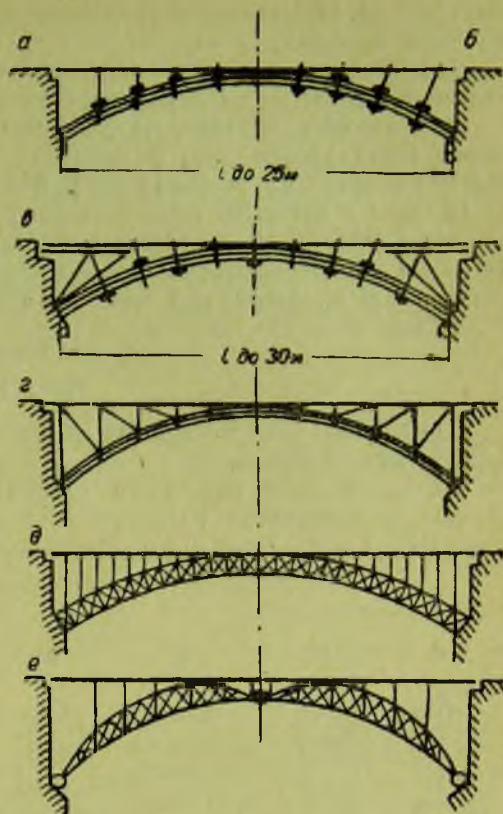
Арочные мосты с ездой понизу не имеют большого применения на автомобильных дорогах и устраиваются лишь в тех случаях, когда конструктивная высота недостаточна для устройства арочного моста с ездой поверху, а вместе с тем применение арочной системы все же желательно или целесообразно.

Арочные пролетные строения с ездой понизу могут быть без затяжки или с затяжкой. В первом случае весь горизонтальный распор арок передается опорам моста; во втором случае распор воспринимается затяжкой, и пролетное строение передает опорам только вертикальные давления.

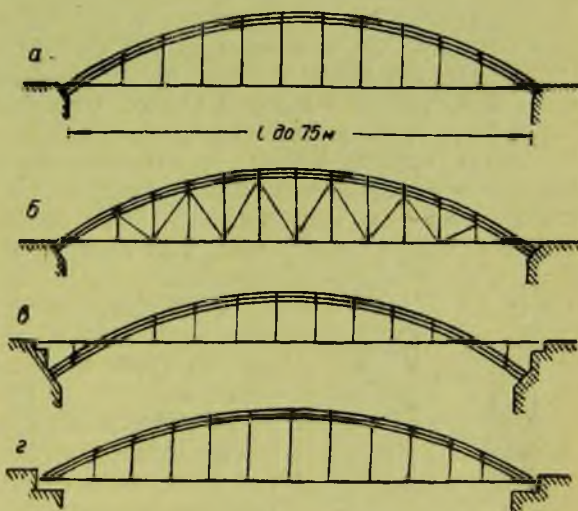
Пролеты арочных мостов с ездой понизу достигают приблизительно 75 м.

Характерные схемы арочных пролетных строений с ездой понизу приведены на фиг. 235.

Наиболее часто проезжую часть располагают в уровне пят арок и подвешивают ее к аркам при помощи деревянных или металлических вертикальных подвесок



Фиг. 234. Схемы арочных мостов с ездой поверху.



Фиг. 235. Схемы арочных мостов с ездой понизу.

(фиг. 235, а). Недостаток этой системы заключается в небольшой жесткости конструкции в уровне проезжей части.

Для придания пролетным строениям большей жесткости между подвесками иногда устраивают решетку из деревянных раскосов (фиг. 235, б).

В некоторых случаях, по условиям отметок, проезжую часть приходится располагать выше уровня пят, в пределах высоты арок; такие мосты называют арочными мостами с ездой по середине (фиг. 235 в).

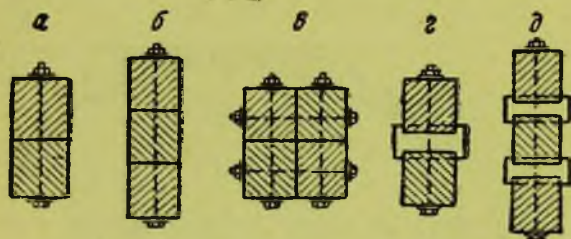
В арках с затяжкой последняя располагается вместе с проезжей частью в уровне пят (фиг. 235 г). Часто затяжку используют и как элемент проезжей части для поддержания поперечных балок. Затяжка может быть устроена из дерева или металла. В мостах больших пролетов под тяжелую нагрузку затяжку следует делать из металла.

§ 36. Конструкция арок

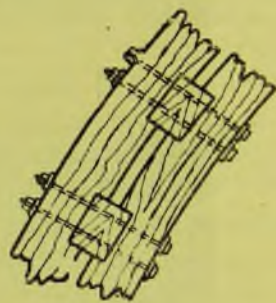
Типы сечений арок

Деревянные арки мостов на автомобильных дорогах могут быть устроены из брусьев или из досок.

Брусчатые арки сплошного сечения образуются из одного бруса или пакета брусьев, укладываемых вплотную друг к другу (фиг. 236, а, б и в) или с зазорами (фиг. 236, г и д). Брусья связывают болтами или хомутами.



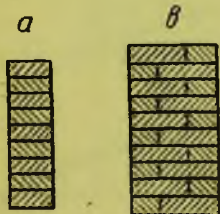
Фиг. 236. Сечения брусчатых арок.



Фиг. 237. Арка из брусьев на колодках.

Устройство арок в виде пакета брусьев с зазорами имеет целью увеличение момента инерции сечения арок; при этом связь между отдельными брусьями осуществляется постановкой шпонок или колодок (фиг. 237), стянутых болтами.

Брусья, образующие арки, выпиливают из отдельных косяков или выгибают. В случае выгиба брусья предварительно пропаривают (см. ниже). В некоторых случаях для упрощения конструкции и производства работ деревянные арки составляют из отдельных прямолинейных элементов, сопрягаемых в узлах (местах примыкания стоек) под углом; ось арки в этом случае приобретает полигональное очертание.



Фиг. 238. Сечения дощатых арок.

Более широкое распространение имеют дощатые арки; их составляют из пакетов выгнутых досок, укладываемых плашмя друг на друга и связываемых гвоздями, болтами, хомутами или нагелями.

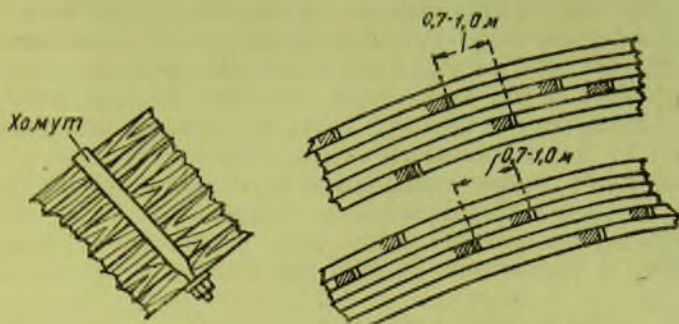
В поперечном сечении арки могут иметь ширину, равную ширине досок (фиг. 238, а) или большую (фиг. 238, б); в последнем случае доски следует укладывать с перевязкой швов в поперечном сечении.

В настоящее время чаще всего доски соединяют гвоздями. Соединение гвоздями упрощает изготовление арок, не требует сверления дыр для нагелей и болтов, а также дает значительно меньшее ослабление сечения арок. Кроме того, гвоздевые соединения отличаются надежностью и равномерностью участия в работе всех гвоздей при восприятии сдвигающих усилий и требуют незначительного расхода металла.

Гвозди по длине арки располагают в соответствии с величиной поперечных сил. По сечению арки количество гвоздей изменяется в соответствии с величиной кас-

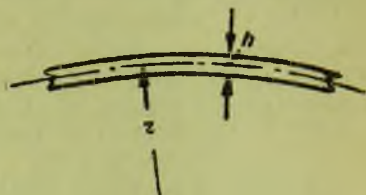
тельных напряжений в швах между досками, уменьшаясь по мере удаления от нейтральной оси.

Кроме соединения гвоздями, доски арок необходимо также стягивать болтами, хомутами (фиг. 239) или деревянными схватками.



Фиг. 239. Крепление дощатой арки хомутом.

Фиг. 240. Размещение стыков в дощатой арке.



Фиг. 241. Выгиб досок для арок.

Стыки досок в арке следует располагать вразбежку на расстоянии 0,7—1,0 м друг от друга. Способы размещения стыков приведены на фиг. 240.

Перед употреблением в дело доски арок должны быть подвергнуты выгибу. Степень выгиба досок характеризуется отношением $\frac{h}{r}$, т. е. толщины h выгибаемого элемента к радиусу кривизны выгиба r (фиг. 241).

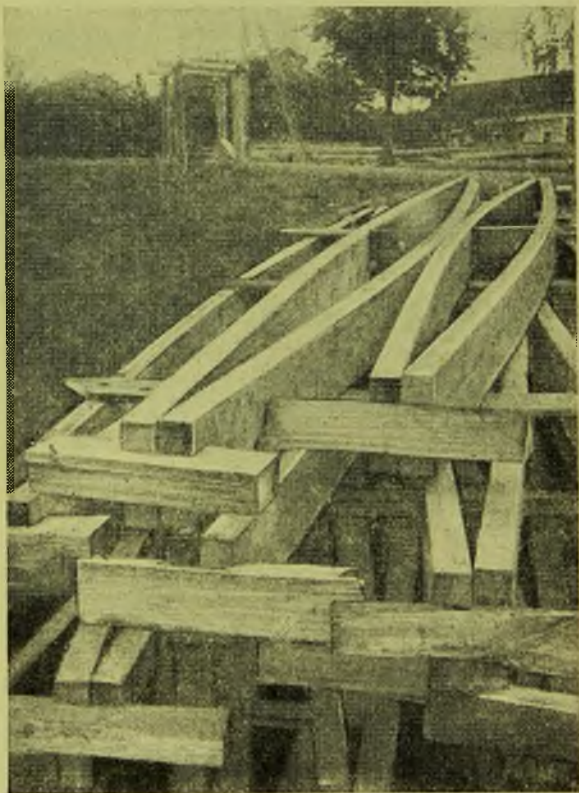
При малой кривизне арок ($\frac{h}{r} < \frac{1}{200} - \frac{1}{250}$) доски можно выгибать при укладке их в дело и забивке гвоздей. При большей кривизне ($\frac{h}{r} > \frac{1}{200} - \frac{1}{250}$) во избежание дополнительных напряжений следует производить предварительный выгиб досок с применением пропаривания или вываривания.

Пропаривание досок перед выгибом производится сырым паром в специальных деревянных, закрываемых крышками ящиках, в которые сразу закладывают по несколько досок. Продолжительность пропаривания 1,5—2 часа.

Пропаренные доски подвергают выгибу, для чего их попарно связывают на концах и затем выгибают, загоняя между обеими досками клинья (фиг. 242). В согнутом состоянии доски оставляют в крытом помещении для просушки. Продолжительность естественной просушки должна быть не менее 1,5—2 месяцев.

Недостаток дощатых арок по сравнению с брусчатыми заключается в большом количестве швов, задерживающих сырость и способствующих загниванию дерева.

Поэтому при сборке дощатых арок швы между досками следует промазывать смолой, горячим льняным маслом, креозотовым маслом или другими противогнильными веществами. Снаружи арки рекомендуется окрашивать двумя слоями масляной краски.



Фиг. 242. Выгибание досок.

Наиболее желательно применение для арок леса, пропитанного креозотом или другими антисептиками.



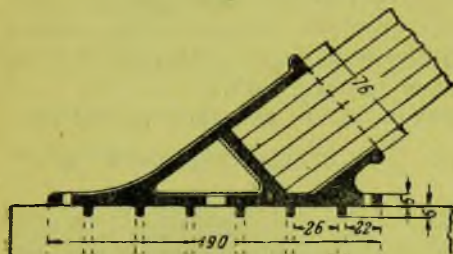
Фиг. 243.
Сопряжение
арки с опорой.

Сопряжение арок с опорами

Арки могут опираться на каменные или деревянные опоры. В первом случае пяты арок защищают от сырости, упирая их в специальные чугунные подушки или железные коробки (фиг. 243); под торцы элементов арки следует подкладывать 2—3 слоя толя или рубероида. При устройстве металлических коробок необходимо предусматривать возможность стока из них попадающей внутрь воды.

Пяты арок особенно легко подвергаются загниванию, поэтому их следует наиболее тщательно просмаливать и прокрашивать. В арочных мостах с деревянными опорами под концы арок укладывают дубовые подушки, связанные с деревянной опорой или входящие в состав ее конструкции.

В деревянных арках больших пролетов для приближения действительных условий их работы к расчетным можно устраивать более совершенные опорные части в виде шарниров из металла или железобетона.



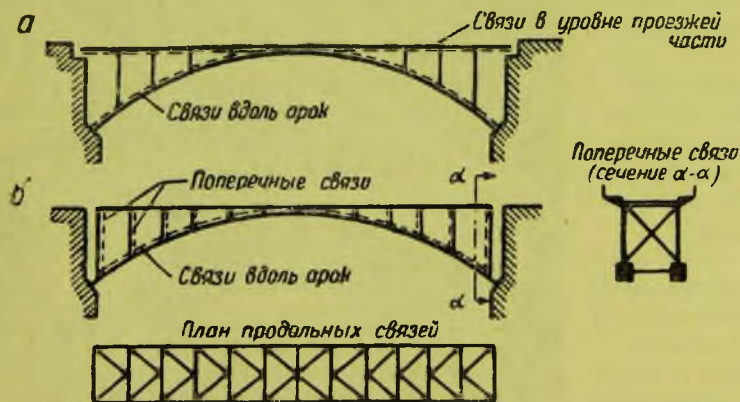
Фиг. 244. Сопряжение арки с затяжкой при помощи чугунного башмака.

В арочных мостах с ездой понизу, имеющих затяжку, пяты арок сопрягают с затяжкой при помощи металлических (чугунных или железных) башмаков. На фиг. 244 изображен чугунный башмак, установленный на затяжку и связанный с ней шпонками; внутрь башмака вводятся торцы арок.

Связи между арками

Для придания арочным мостам поперечной жесткости необходимо устройство в них продольных и поперечных связей.

В мостах с ездой поверху одну из систем продольных связей обычно устраивают вдоль арок. Другую систему продольных связей располагают в уровне проезжей части (фиг. 245, а). Взамен продольных связей в уровне проезжей части могут быть



Фиг. 245. Расположение связей в арочных мостах с ездой поверху.

устроены поперечные связи в плоскостях надарочных стоек (фиг. 245, б). Практически для увеличения поперечной жесткости арочных мостов часто устраивают, кроме связей вдоль арок и в уровне проезжей части, еще и поперечные связи в плоскостях некоторых надарочных стоек. В широких мостах с большим числом арок продольные связи, располагаемые вдоль арок, обычно устраивают, связывая в поперечном направлении или все арки

(фиг. 246, а), или же только крайние (фиг. 246, б). Диагонали связей располагают обычно поверх арок; однако, можно расположить их и между арками, уперев концы диагоналей в специальные подушки или непосредственно в боковые поверхности арок. Распорками связей чаще всего служат поперечные схватки, устраиваемые в местах примыкания к аркам надарочных стоек.

Поперечные связи устраивают в виде поперечных диагональных схваток или крестов, располагаемых в плоскости надарочных стоек, для их взаимной связи и горизонтальной жесткости надарочного строения.

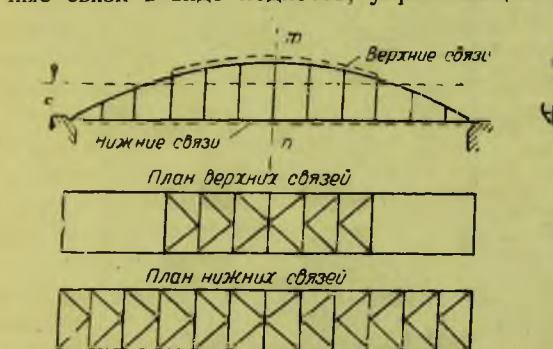
В мостах с ездой понизу связи располагают: 1) в уровне проезжей части, 2) в уровне арок, 3) в плоскостях подвесок (поперечные связи).

Верхние связи в уровне арок, в зависимости от их подъема и высоты габарита h , могут быть расположены в средней части пролетного строения (фиг. 247) или же, в случае недостаточной высоты арок, верхних связей не делают, и мост остается сверху открытым.

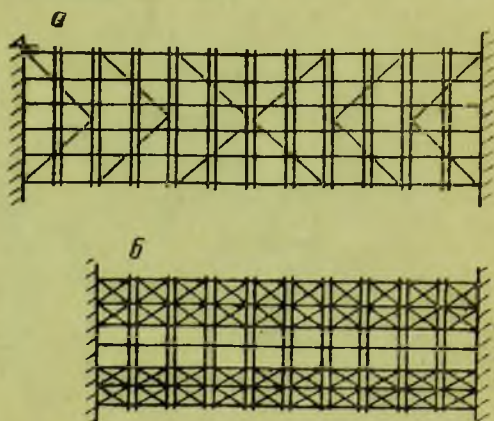
Для передачи опорных реакций верхних ветровых связей опорам моста устраивают по концам пролетного строения ветровые порталные рамы.

При подъемистых арках в верхней части средних подвесок над высотой габарита проезда могут быть устроены поперечные диагональные связи, увеличивающие поперечную жесткость пролетного строения (см. разрез по $m-n$).

В открытых мостах для устойчивости арок и предотвращения их бокового выпучивания устраивают специальные поперечные связи в виде подкосов, укрепляющих арки в поперечном направлении (фиг. 248).



Фиг. 247. Расположение связей в арочном мосту с ездой понизу.



Фиг. 246. Схемы связей между арками в мостах с ездой поверху.

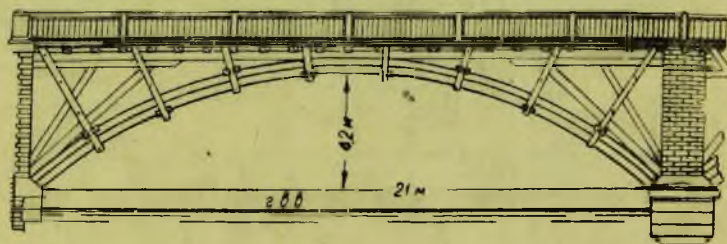
Связи, располагаемые в уровне проезжей части, составляют из диагоналей и распорок. В качестве распорок при этом обычно используют поперечные балки проезжей части.



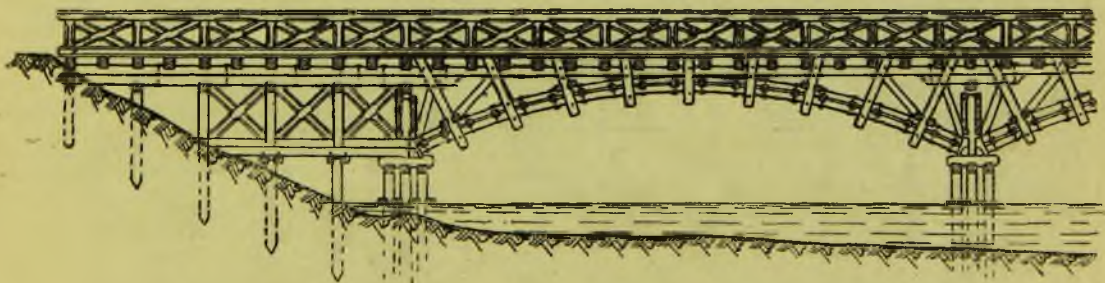
Фиг. 248. Схема поперечного сечения открытого моста.

§ 37. Конструкция арочных мостов с ездой поверху

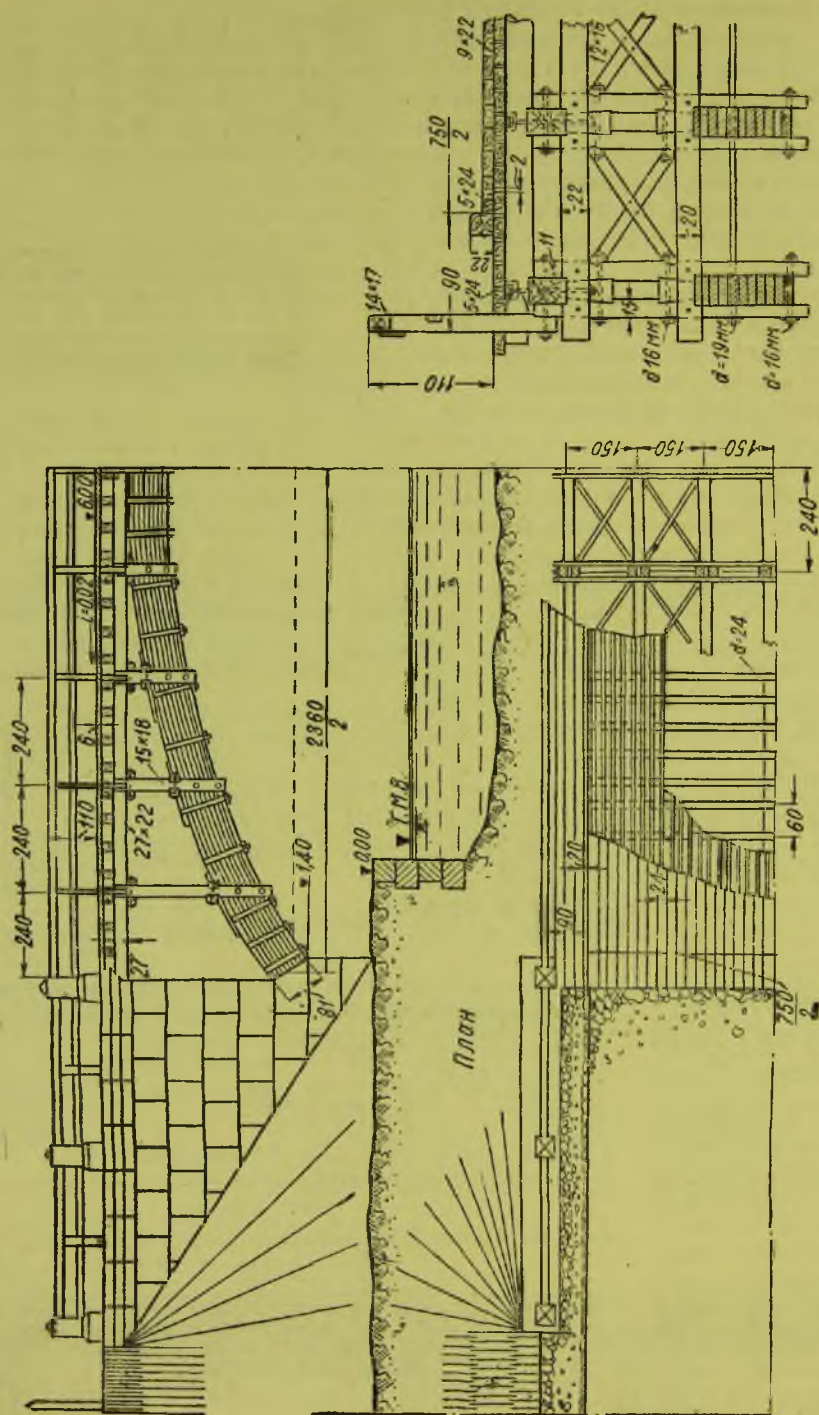
Примеры конструкции арочных мостов с деревянными арками из брусьев приведены на фиг. 249 и 250.



Фиг. 249. Арочный мост старого типа с брусчатыми арками.



Фиг. 250. Арочный мост с арками составного сечения на шпонках.



Деталь кровли

$d=19\text{ мм}$

14

2.5

18x22

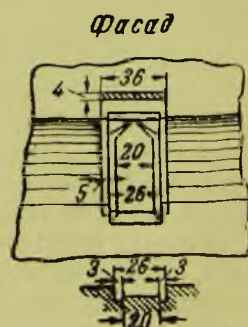
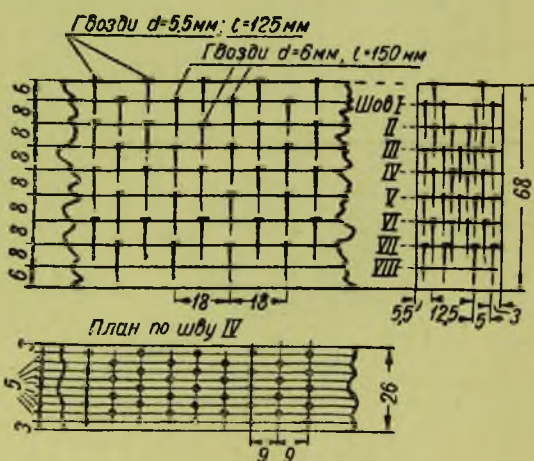
18x20

$d=19\text{ мм}$ шпилька

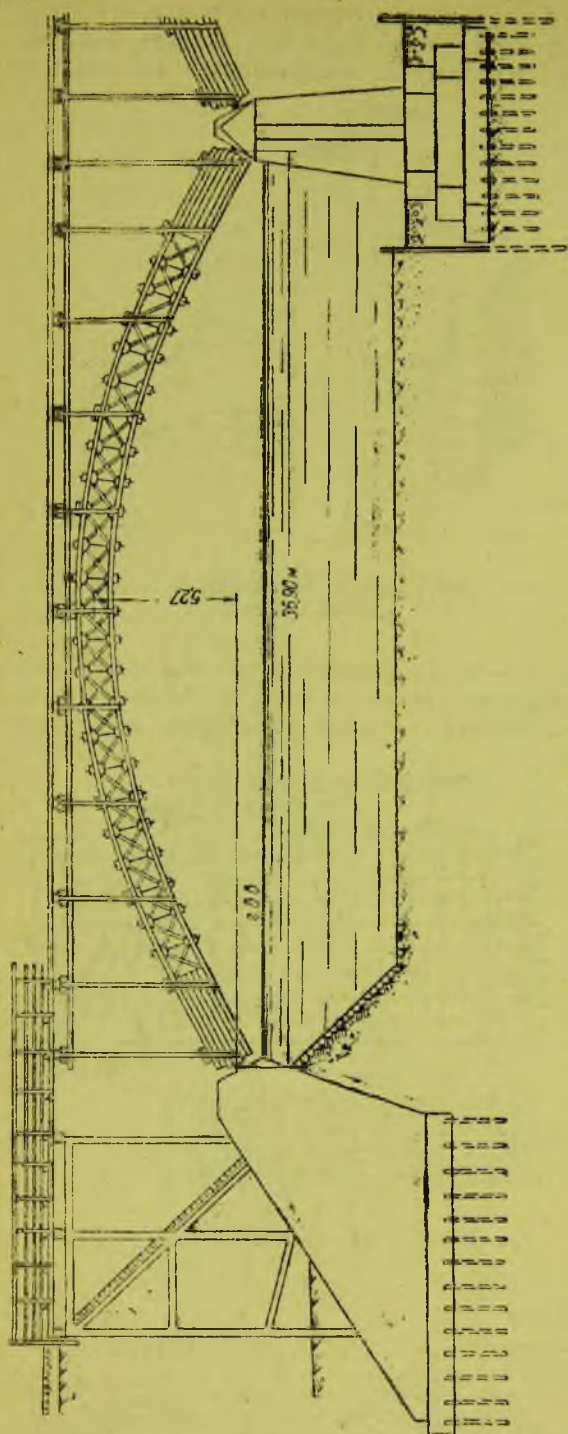
70x70x10

$d=16\text{ мм}$

Расчетный пролет арок $l = 23,6$ м при стреле подъема в середине $f = 3,37$ м или $1/7 l$. В поперечном разрезе мост имеет семь арок, расположен-



157



Фиг. 256. Арочный мост с решетчатыми арками.

ных на расстоянии 1,5 м друг от друга. Арки опираются на каменные устои обычного типа.

Проезжая часть моста состоит из двойного дощатого настила, уложенного по поперечинам на специальные надарочные прогоны сечением 27×22 см, поддерживаемые парными вертикальными стойками, передающими воспринимаемые ими давления непосредственно на арки.

Стыки надарочных прогонов располагаются над ключом арок. Деталь устройства проезжей части, сопряжения стоек с надарочными прогонами, а также сопряжения стоек с аркой приведены на поперечном разрезе моста (фиг. 251), детали фасада — на фиг. 252 и детали в аксонометрической проекции — на фиг. 253.

Для поперечной связи верхних концов надарочных стоек установлены поперечные схватки сечением 18×22 см, расположенные непосредственно под надарочными прогонами и связанные с надарочными стойками и прогонами болтами.

Такие же поперечные схватки устроены и внизу в месте опирания надарочных стоек на арки. Для лучшей передачи давления надарочных прогонов на стойки и стоек на арки устроены специальные клиновидные вкладыши, врубленные на глубину 2,5 см в надарочные стойки. Верхний вкладыш подпирает надарочный прогон. Нижний вкладыш увеличивает площадь передачи давления на поверхность арки. Для предотвращения сползания стоек вдоль арки к ее боковым поверхностям прибавляют гвоздями упоры из обрезков досок. В крайних арках упоры имеются только с одной внутренней стороны арок.

Дощатые арки имеют очертание оси по квадратной параболе и состоят из 9 уложенных плашмя досок, соединенных гвоздями и стянутых хомутами из полосового железа. Ширина досок 26 см, толщина крайних 6 см и средних 8 см. Крайние доски приняты

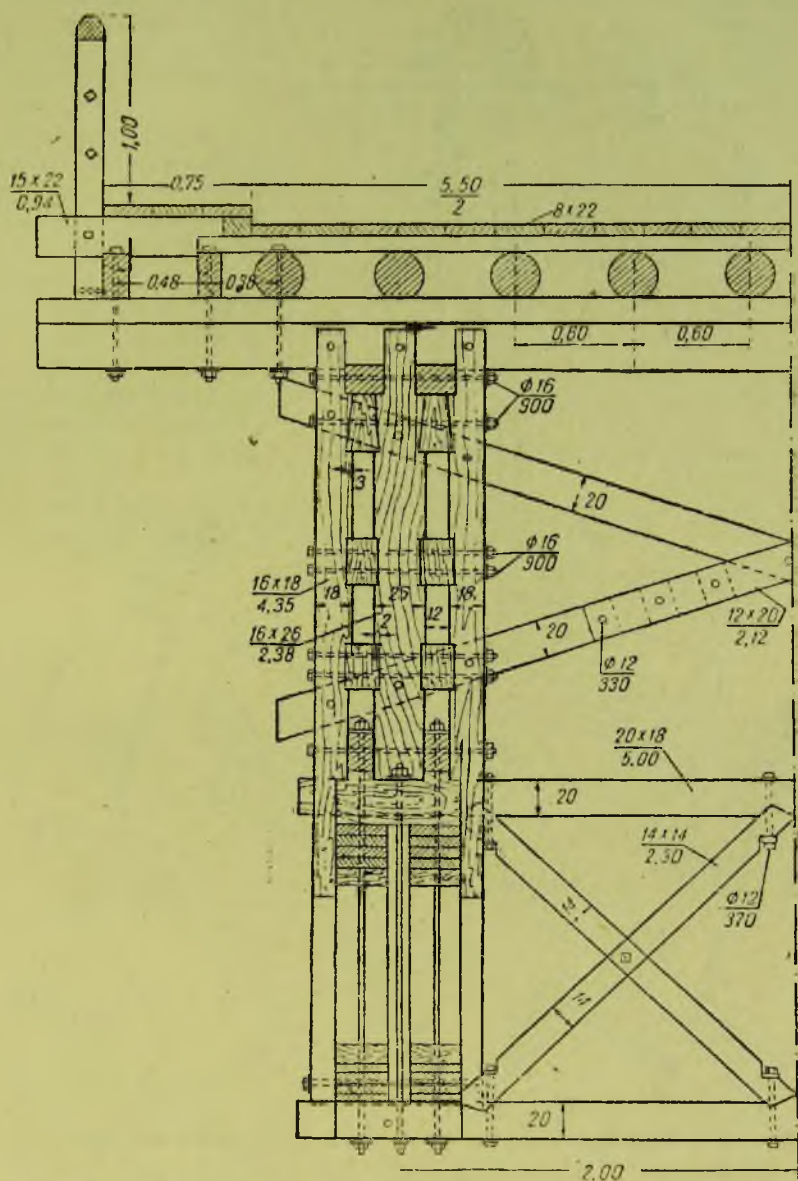
меньшей толщины для уменьшения влияния их стыков на ослабление сечения арок при расчете их на изгиб.

В местах опирания надарочных стоек на арки уложены дополнительные короткие доски, предохраняющие основные доски арки от ослабления врубками поперечных схваток.

Схема забивки гвоздей в арках приведена на фиг. 254. Стыки досок арок расположены на расстоянии 0,7 м друг от друга вразбежку. Для придания мосту поперечной

жесткости между арками установлены продольные ветровые связи. Связи состоят из парных поперечных схваток сечением 18×20 см, обжимающих вертикальные надарочные стойки, деревянных диагоналей и металлических тяжей по типу фермы Гау, расположенных между крайними арками с обеих сторон пролетного строения.

Раскосы связей упираются непосредственно в арки при помощи устроенных в них врубок (см. фиг. 253). В плоскости надарочных стоек устроены, кроме того, вертикальные крестовые связи, врубленные в стойки.



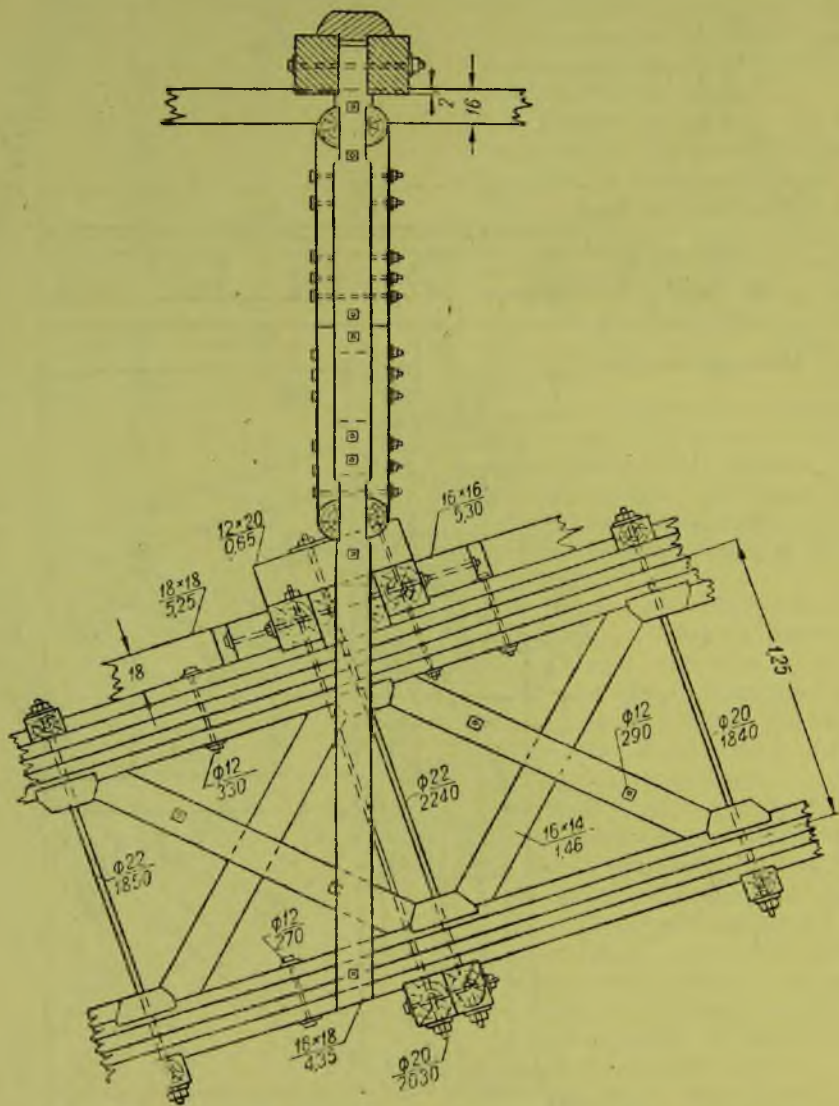
Фиг. 257. Поперечное сечение арочного моста с решетчатыми арками.

Для предохранения от сырости торцы досок опираются на кладку через двойной слой толя или рубероида. Кроме того, для защиты от дождя пята покрывается козырьком из оцинкованного железа, причем для предотвращения возможности попадания влаги, стекающей к пяте под ее торец, по периметру опорной площадки устроены желобки шириной 3 см, отводящие воду вниз (фиг. 255).

Сборка арок при постройке моста, изображенного на фиг. 251, производилась в лежачем положении. Доски для арок вначале пропаривались и затем выгибались при помощи клиньев. После просушки досок производилась сборка арок, причем гвозди за-

бывали по специальным фанерным шаблонам. Во время сборки соприкасающиеся поверхности досок были промазаны креозотовым маслом. Установка арок в вертикальное положение на место производилась при помощи талей. Длина арок во избежание невязки при их установке на опоры была принята с некоторым запасом. Излишек длины арок в процессе установки концов арок спиливался.

Пример конструкции деревянного арочного моста с решетчатыми арками приведен на фиг. 256. Мост имеет четыре арочных пролетных строения со сквозными фермами



Фиг. 258. Деталь фасада арочного моста с решетчатыми арками.

= 36,9 м и стрелой подъема $f = 5,27$ м. Подъем арок $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$. Мост в поперечном сечении имеет две арки, расположенные на расстоянии 4 м ось от оси.

Высота арочных ферм постоянная и составляет 1,25 м (около $\frac{1}{30} l$). Пояса арочных ферм дощатого сечения образованы из пакетов досок в виде отдельных ветвей с расстоянием 12 см в свету между ними. Доски связаны гвоздями и болтами.

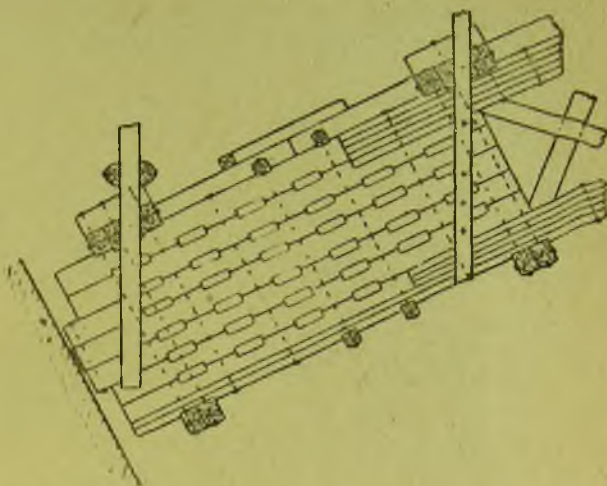
Решетка арочных ферм состоит из деревянных перекрещивающихся раскосов и металлических стоек в виде круглых тяжей. Усилия тяжей передаются через гайки и шайбы на деревянные подгаечные бруссы, служащие одновременно для связи двух ветвей поясов арок.

Надарочные стойки составлены из трех брусьев, связанных колодками (фиг. 257). Крайние брусья обхватывают арку с обеих сторон, средний же упирается в подушку, уложенную поверх арки. В плоскостях надарочных стоек устроены солидные поперечные связи. В пределах высоты арок поперечные связи расположены в плоскостях стоек (тяжей) арок, нормально к оси арок. Вдоль арок по верхним их поясам устроены продольные ветровые связи.

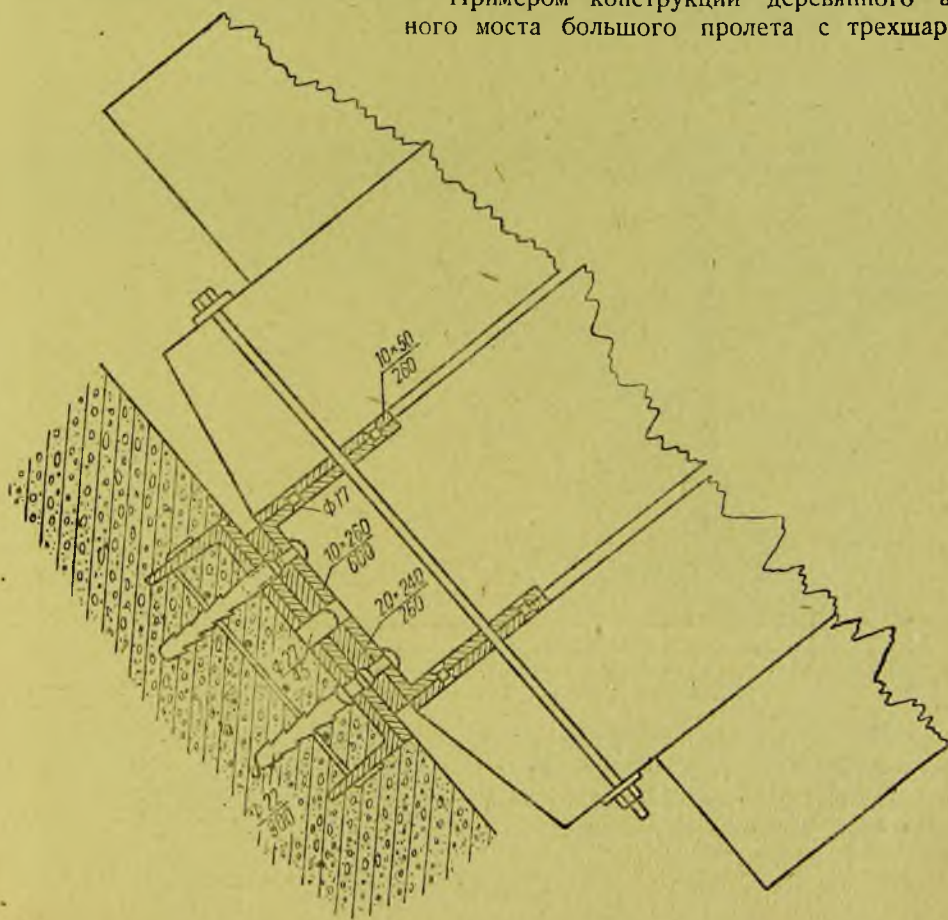
Проезжая часть моста состоит из парных брусчатых поперечных балок, между которыми пропущены надарочные стойки. По поперечным балкам уложены лежни из пластин (фиг. 257 и 258), служащие для центрирования давления от продольных балок-прогонов и для придания поверхности проезжей части поперечного уклона. Поверх прогонов уложен двойной дощатый настил.

У пят арок придано сплошное сечение из пакета брусьев, связанных шпонками (фиг. 259). Опорный шарнир — металлический (фиг. 260).

Примером конструкции деревянного арочного моста большого пролета с трехшарнир-



Фиг. 259. Деталь пятовой части арок.



Фиг. 260. Деталь металлического пятового шарнира деревянной решетчатой арки.

ными арками может служить построенный в 1934 г. в Калифорнии виадук (фиг. 261). Арочный пролет $l = 54,8$ м этого виадука перекрывает узкий овраг глубиной около 130 м. С обеих сторон арочного пролетного строения имеются береговые пролеты, перекрытые балочной системой.

Пролетное строение главного пролета состоит из двух деревянных решетчатых арочных ферм (фиг. 262), элементы которых соединены при помощи болтов и кольцевых вкладышей.

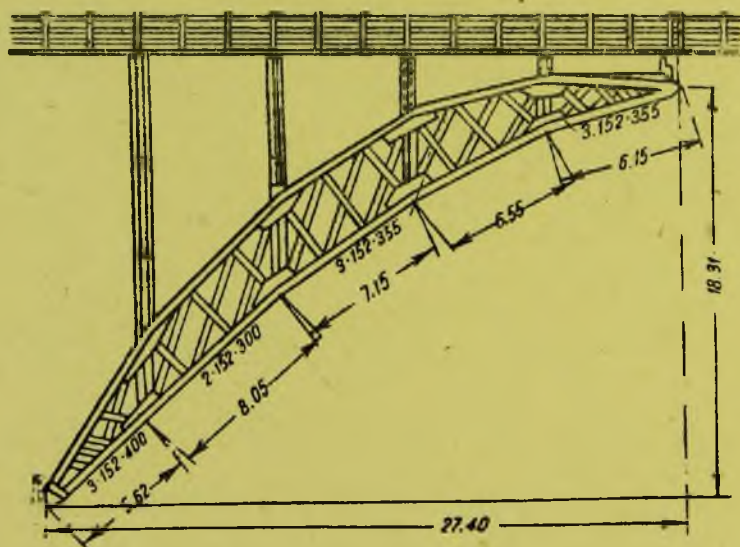
Заготовка всех элементов конструкции и их обработка производилась на специально строительной площадке. Сборка арок производилась на кружалах при помощи кабель-крана грузоподъемностью 5 т.

§ 38. Расчет деревянных арок

Пяты арок вследствие обмятия торцов дерева всегда могут несколько поворачиваться, поэтому даже при отсутствии специальных шарнирных опорных частей, при



Фиг. 261. Общий вид арочного моста Dolan Creek (Калифорния).



Фиг. 262. Конструкция трехшарнирного арочного моста.

расчете арок пяты их принято рассматривать как шарнирные. Деревянные арки, не имеющие среднего шарнира, рассчитывают как двухшарнирные.

Очертание оси арок обычно делается по кругу или по параболе. Распор двухшарнирной арки пологого очертания:

$$H = \frac{\int M_0 \frac{y}{J} ds}{\int \frac{y^2}{J} ds + \int \frac{\cos \phi}{F} dx}, \quad (1)$$

где: M_0 — момент от внешней нагрузки в сечении арки, найденный, как для простой балки;

F и J — площадь и момент инерции сечения арки;

y и φ — ординаты и углы наклона оси арки.

Для арки параболического очертания ординаты оси могут быть определены при помощи уравнения:

$$y = \frac{4f}{l^2} x (l - x).$$

Кроме того, для пологих деревянных арок, с практически достаточной точностью, можно откинуть второй член знаменателя в формуле (1) и принять приближенно $ds = dx$. Тогда, в случае действия на параболическую арку одного вертикального груза P , расположенного на расстоянии a от левой опоры, получим:

$$\int M_0 \frac{y}{J} ds = \int_0^l M_0 \frac{4f}{Jl^2} x (l - x) dx = \frac{Pa(l-a)f}{3J} \left(1 + \frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2}\right), \quad (2)$$

$$\int \frac{y^2}{J} ds = \int_0^l \left[\frac{4f}{l^2} x (l - x) \right]^2 \frac{dx}{J} = \frac{8}{15} f^2 l. \quad (3)$$

Тогда распор:

$$H = \frac{5}{8} \frac{Pa(l-a)}{fl} \left(1 + \frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2}\right). \quad (4)$$

При движении груза по пролету разность $\frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2}$ изменяется от 0 до $\frac{1}{4}$.

Заменяя приближенно эту разность значением $\frac{1}{5}$, получаем простую приближенную формулу, определяющую распор:

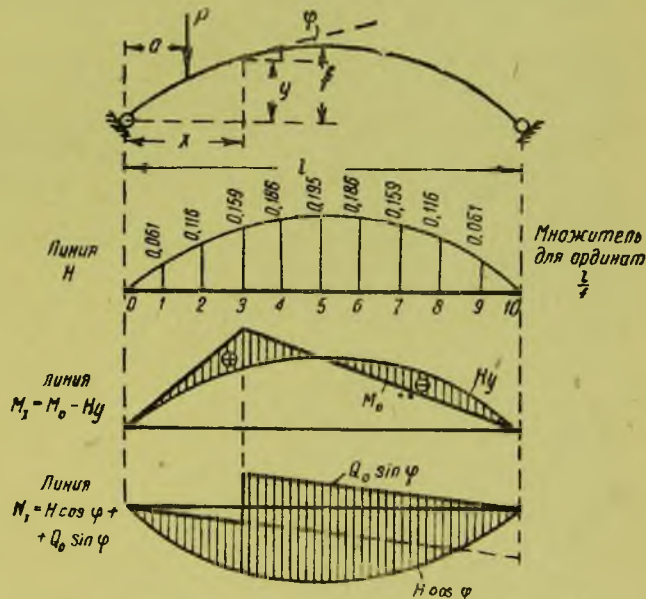
$$H = \frac{3}{4} \frac{Pa(l-a)}{fl}. \quad (5)$$

Для пологих арок эта формула дает достаточно точные результаты. По формулам (4) и (5) можно построить линию влияния распора, приняв $P=1$ и давая отношению $\frac{a}{l}$ значения от 0 до 1.

Очертание линии влияния распора параболической арки видно из фиг. 263, где приведены также значения ординат этой линии для $\frac{f}{l}=1$, вычисленные по формуле (4).

При загрузении всего пролета равномерно распределенной нагрузкой p распор арки:

$$H_0 = \frac{pl^2}{8f}. \quad (6)$$



Фиг. 263. Линии влияния двухшарнирной арки.

Зная величину распора, легко определить изгибающие моменты и продольные силы для любого сечения арки. Для сечения арки с координатами x и y и углом наклона φ к горизонту изгибающий момент:

$$M = M_0 - Hy; \quad (7)$$

сжимающая сила в арке:

$$N = H \cos \varphi + Q_0 \sin \varphi, \quad (8)$$

где M_0 и Q_0 — момент и поперечная сила в арке, как для простой балки.

На фиг. 263 показано построение линий влияния момента M_x и продольной силы N_x в сечении арки на расстоянии x от левой опоры.

Опасное сечение арки, в котором напряжения от совместного действия изгибающего момента и продольной силы оказываются наибольшими, обычно находится в $1/5$ и $1/4$ пролета. Для более пологих арок опасное сечение находится ближе к $1/5$ l ; для крутых арок приближается к $1/4$ l .

При подборе сечения арок, имеющих обычно составное сечение из связанных между собой досок или брусев, необходимо производить проверку напряжений по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{netto}} + \frac{M}{\xi W_{netto}} \leq \sigma_c,$$

где: $\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \cdot \frac{\sigma'}{\sigma_c}$ — коэффициент, действительный в пределах от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от нормальной силы при деформации стержня;

λ — гибкость арки в вертикальной плоскости;

$\sigma' = \frac{N}{F_{brutto}}$ — напряжение сжатия в неослабленном сечении арки;

σ_c — допускаемое напряжение на сжатие.

Гибкость арки λ в ее плоскости:

$$\lambda = \frac{l_0}{\rho},$$

где: ρ — радиус инерции сечения арки;

l_0 — свободная длина арки в ее плоскости, принимаемая равной $k_\alpha S$;

S — полная длина дуги арки между опорами;

k_α — коэффициент, зависящий от величины центрального угла арки α , соответствующего полупролету.

Значения коэффициента k_α могут быть определены по формулам: для двухшарнирных арок

$$k_\alpha = \frac{0,56\pi}{\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}},$$

или приближенно

$$k_\alpha = 0,6;$$

для трехшарнирных арок

$$k_\alpha = \frac{0,72\pi}{\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}},$$

или приближенно

$$k_{\alpha_0} = 0,7.$$

Радиус инерции сечения арки может быть определен по формуле:

$$\rho = \sqrt{\frac{k J_{brutto}}{F_{brutto}}},$$

где k — коэффициент уменьшения момента сопротивления составного сечения за счет податливости связей (гвоздей, шлонок) или так называемый коэффициент составности сечения, принимаемый равным: 0,9 — при одном расчетном шве между элементами, 0,8 — при двух и более швах.

Так как предварительный выгиб досок арки всегда несколько уменьшает их прочность, то допускаемое напряжение σ_c в гнутых элементах следует понижать в зависимости от степени их выгиба.

Коэффициент уменьшения допускаемого напряжения определяется в зависимости от отношения $\frac{r}{h}$ радиуса кривизны r выгнутого элемента к его толщине h в направлении радиуса.

В случае применения пропаривания или вываривания дерева при выгибе коэффициент уменьшения допускаемого напряжения в выгнутых элементах можно принимать равным $\gamma = 0,90$, независимо от отношения $\frac{r}{h}$.

В случае же выгиба без предварительного пропаривания или вываривания дерева коэффициент γ для элементов, работающих в конструкции на сжатие и изгиб, можно принимать по табл. 16.

Если напряжение от изгиба $\frac{M}{W}$ не превышает 10% напряжения сжатия $\frac{N}{F}$, то арку можно рассчитывать на устойчивость без учета изгибающего момента, по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{brutto}} \leq \sigma_c$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый обычным путем по расчетной гибкости арки λ .

Кроме расчета арок на изгиб в их плоскости, должна быть также произведена проверка устойчивости арок на продольный изгиб из плоскости их кривизны. Проверку эту производят без учета изгибающего момента, причем за свободную длину арки принимают расстояние между узловыми точками связей, расположенных между арками.

Коэффициент уменьшения допускаемого напряжения в гнутых элементах

$\frac{r}{h}$	100	125	150	175	200
γ	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

ДЕРЕВЯННЫЕ ТРУБЫ

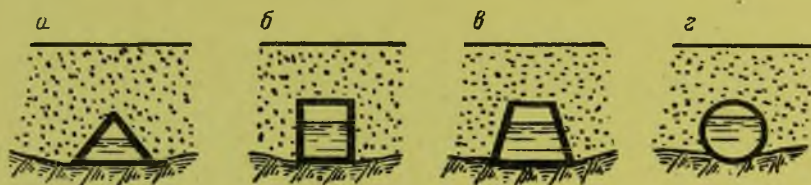
§ 39. Общие сведения

Для пропуска небольшого количества воды под насыпью дороги прибегают к устройству труб.

По сравнению с мостами малых пролетов трубы обладают рядом преимуществ:

1) при устройстве трубы сохраняются непрерывность и однородность полотна дороги, что позволяет не сокращать скорости движения при подходе к искусственному сооружению и уменьшает расходы на эксплуатацию дорожного полотна;

2) отверстие трубы для пропуска притекающей воды может быть значительно меньшим, чем отверстие моста, благодаря большим допускаемым скоростям протекания воды по лотку трубы;



Фиг. 264. Типы сечений деревянных труб: а — треугольное, б — прямоугольное, в — трапециoidalное, г — круглое.

3) стоимость сооружения трубы обычно значительно ниже, нежели моста того же отверстия; постройка трубы обычно проще, чем моста.

Для возможности устройства трубы необходима высота насыпи, при которой засыпка над трубой будет не менее 0,5 м. Вообще же сравнительно с мостами применение труб тем выгоднее, чем больше высота насыпи и чем меньше необходимое отверстие.

Трубы могут быть деревянные, каменные, бетонные, железобетонные и металлические (чугунные или из оцинкованного гофрированного железа).

Основной недостаток деревянных труб заключается в их загниваемости и трудности ремонта без перерыва движения по дороге.

Поэтому деревянные трубы в настоящее время применяются преимущественно для грунтовых дорог, так как вследствие недолговечности применение их на дорогах с более совершенными типами покрытий обычно нецелесообразно.

При пропитке дерева антисептиками срок службы труб, несмотря на неблагоприятные с точки зрения загнивания условия, в которых они находятся, может быть доведен до 20 — 35 лет. Поэтому при постройке деревянных труб всегда следует стремиться применять лес, пропитанный антисептиками.

Деревянные трубы могут быть треугольного, прямоугольного, трапециoidalного и круглого сечения (фиг. 264). С точки зрения законов гидравлики наиболее выгодно круглое сечение и невыгодно треугольное.

С точки зрения простоты устройства и конструкции, наоборот, наилучшей оказывается треугольная труба, наиболее же сложной — круглая.

Отверстия деревянных труб, применяемых на автомобильных дорогах, могут достигать 1,5—2 м при прямоугольном их сечении и до 2—3 м (считая по дну) при треугольном или трапециoidalном сечениях.

§ 40. Конструкция деревянных труб

Треугольные трубы

Треугольные трубы небольших отверстий могут быть дощатыми, на гвоздях (фиг. 265) или же бревенчатыми (фиг. 266).

Дощатые трубы могут применяться только как временное сооружение при очень малых отверстиях (до 0,5—0,6 м).

Бревенчатая труба состоит из отдельных наклонных стоек (ног), каждая пара которых вверху врублена друг в друга в полдерева и скреплена нагелем или скобой. Нижние концы ног врыты в землю и оперты на постелистый камень или кусок бревна, служащий для распределения давления на грунт и уменьшения возможных осадок трубы.

Для улучшения передачи давления на грунт нижние концы ног могут быть уперты в лежни, расположенные вдоль трубы. Наклонные стойки (ноги) ставят на расстоянии 1—1,5 м друг от друга. Поверх наклонных ног укладывают бревна небольшого диаметра (накатины) или пластины. Для защиты от загнивания накатины обмазывают сверху слоем мятой глины.

Вода в рассмотренном типе трубы протекает по выровненной поверхности грунта, укрепляемой в случае надобности мощением или досками.

Более совершенный тип треугольной трубы приведен на фиг. 267.

Труба состоит из попарно врубленных друг в друга наклонных стоек — ног, упертых нижними концами при помощи врубки простым зубом в горизонтальный поперечный лежень. Ноги или лежни образованы из бревен $d = 26—28$ см; деталь врубки верхних концов ног приведена на фиг. 267.

Каждая пара ног и лежень образуют жесткие треугольные рамы. Эти рамы опираются на продольные лежни, идущие на всю длину трубы и служащие для связи рам в продольном направлении и лучшего распределения давления на грунт. Верхнюю поверхность нижних бревен рам обшивают досками, идущими вдоль трубы и образующими лоток для протекания воды. Крайние доски лотка опираются на специальные дощатые подкладки, прикрепленные нагелями к нижним бревнам. Лотку трубы придают уклон 0,005—0,007, соответствующий уклону, принятому при расчете отверстия. Наклонные ноги трубы сверху обшивают пластинами, плотно притесанными друг к другу. Концы этих пластин обрезают наклонно, вровень с поверхностью откоса насыпи, и к торцам их для предохранения от сырости пришивают пластину.

Растительный, а также слабый грунт при устройстве трубы удаляют (пучинистый грунт выбирают до глубины промерзания) и взамен его укладывают слой мятой глины с песком, не пропускающий и не впитывающий воды, а потому и не подвергающийся пучению.

При слабых грунтах, залегающих на большую глубину, продольные лежни заменяют свайным основанием с насадкой из бревен.

У входного и выходного отверстий трубы забивают шпунт из пластин, служащий для предохранения трубы от подмыва. Дно русла перед входным и выходным отверстиями трубы укрепляют мощением.

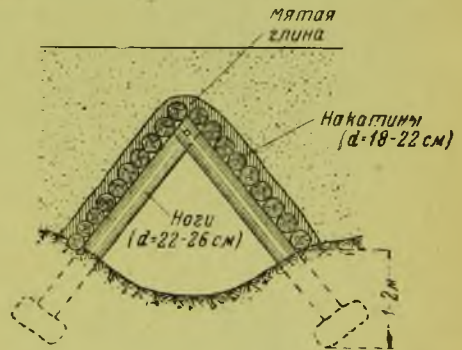
При постройке трубы из непропитанного леса необходимо производить осмолку всех врубок и сопряжений, а также и верхней поверхности трубы, соприкасающейся с землей.

Засыпку трубы следует производить одновременно с обеих сторон.

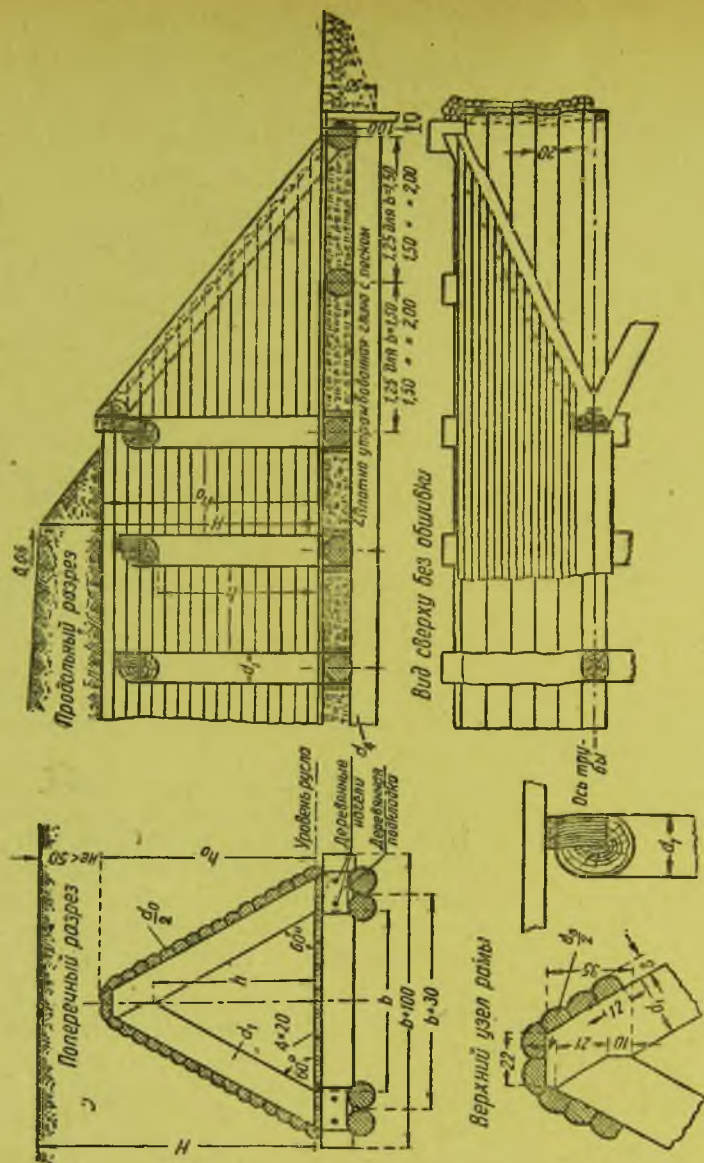
Общий вид незасыпанной треугольной трубы с оголовком приведен на фиг. 268.



Фиг. 265. Простейшая треугольная труба малого отверстия.



Фиг. 266. Простейшая треугольная труба из бревен.



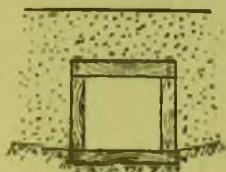
Фиг. 267. Конструкция треугольной трубы.



Фиг. 268. Общий вид треугольной трубы.

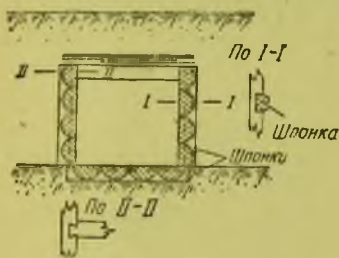
Прямоугольные и трапециoidalные трубы

Простейшие прямоугольные трубы также могут быть дощатыми (фиг. 269) или бревенчатыми (фиг. 270). Простейшая бревенчатая труба состоит из простых прямоугольных рам, составленных каждая из двух стоек, и уложенной поверх них насадки, которая соединена со стойками при помощи шипов. Рамы располагают на расстоянии 1—1,5 м друг от друга. Нижние концы стоек упираются в продольные лежни.



Фиг. 269. Простейшая прямоугольная дощатая труба малого отверстия.

Снаружи рамы обшивают бревнами небольшого диаметра или же пластинами, притесанными друг к другу. Концы бревен трубы, обрезанные вровень



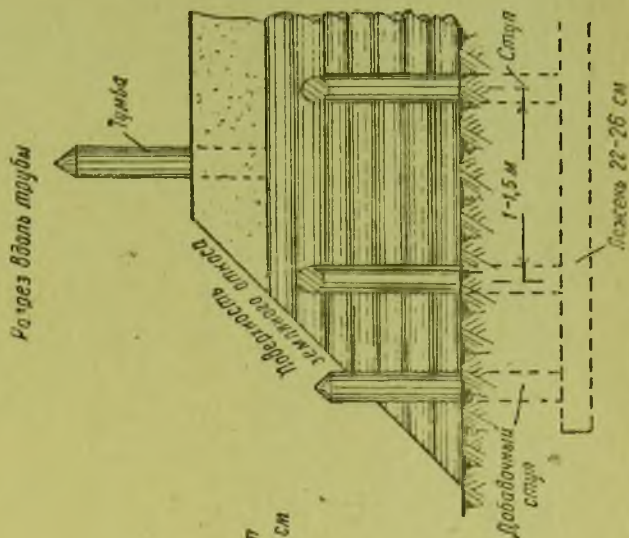
Фиг. 271. Прямоугольная труба из щитов.

с откосами насыпи, образуют простейшие оголовки. При небольших отверстиях иногда применяют трубы, днище и стенки которых устраивают в виде щитов из пластин, сплоченных шпонками (фиг. 271).

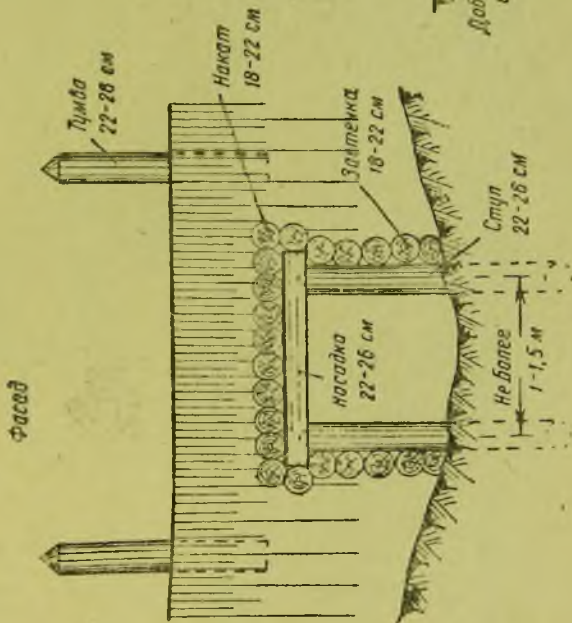
Вверху стенки трубы удерживаются в вертикальном положении распорками, врубленными в верхние пластины вертикальных стенок. Поверх стенок трубы укладывают слой накатника или пластин, поддерживающих засыпку. Достоинство таких труб заключается в быстроте их сборки на месте. Вообще же конструкция этих труб сложна и легко поддается загниванию.

Бревенчатые трубы прямоугольного (фиг. 272) и трапециoidalного (фиг. 273) сечений состоят из отдельных рам, располагаемых на расстоянии 1,5—2,0 м друг от друга. Каждая рама состоит из двух стоек—ног, верхние концы которых соединены насадкой—ригелем при помощи шипов. Нижние концы ног связаны с горизонтальным лежнем шипами (прямоугольная труба) или врубками зубов (трапециoidalная труба).

Нижние бревна рам положены на продольные лежни, идущие вдоль под всей трубой. При слабых грунтах продольные лежни следует заменять насадками, опи-



Фиг. 270. Простейшая бревенчатая труба прямоугольного сечения.



рающимися на свайные ряды. Сверху и с боков рамы обшивают пластинами. Верхнюю поверхность нижних бревен рам обшивают досками, образующими лоток трубы. Лотку придают уклон, соответствующий уклону, принятому при расчете отверстия.

Основанием под трубу служит подушка из утрамбованной глины с песком. У входного и выходного отверстий трубы устраивают оголовки простого или

раструбного типа.

Простой (прямой) оголовок образуется срезой концов пластин заподлицо с откосом насыпи и пришивкой к торцам пластины (см. фиг. 272).

Раструбный оголовок образуется двумя откосными крыльями, состоящими из поставленных наклонно, по откосу насыпи, бревен-укосин, поддерживающих стенки из горизонтально уложенных вплотную друг к другу пластин (фиг. 273). Нижние пластины лежат на поперечных горизонтальных лежах.

У входного и выходного отверстий забивают шпунт, предохраняющий трубу от подмыва, и устраивают лоток из двойного мощения камнем. Между откосными крыльями лоток делают из досок.

Раструбный оголовок требует в среднем на 70% больше материала, чем простой, но зато увеличивает расход воды, пропускаемый трубой, примерно на 10%, вследствие улучшения условий входа воды в трубу.

При постройке трубы из непропитанного леса необходимо произвести осмолку сопряжений, врубок и наружных поверхностей пластин обшивки.

Длина деревянной трубы (фиг. 274) между осями крайних рам определяется формулой:

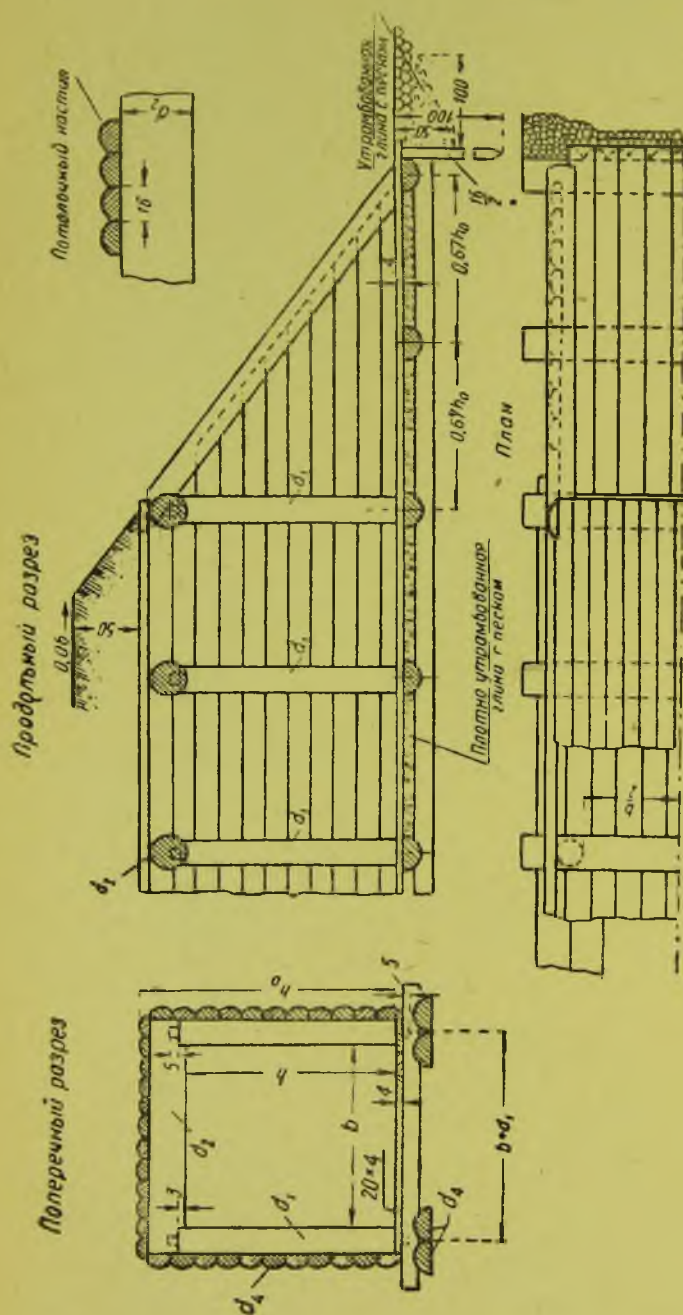
$$L = B + 2a + 3(H - h_0),$$

где: B — ширина проезжей части;

a — ширина обочин;

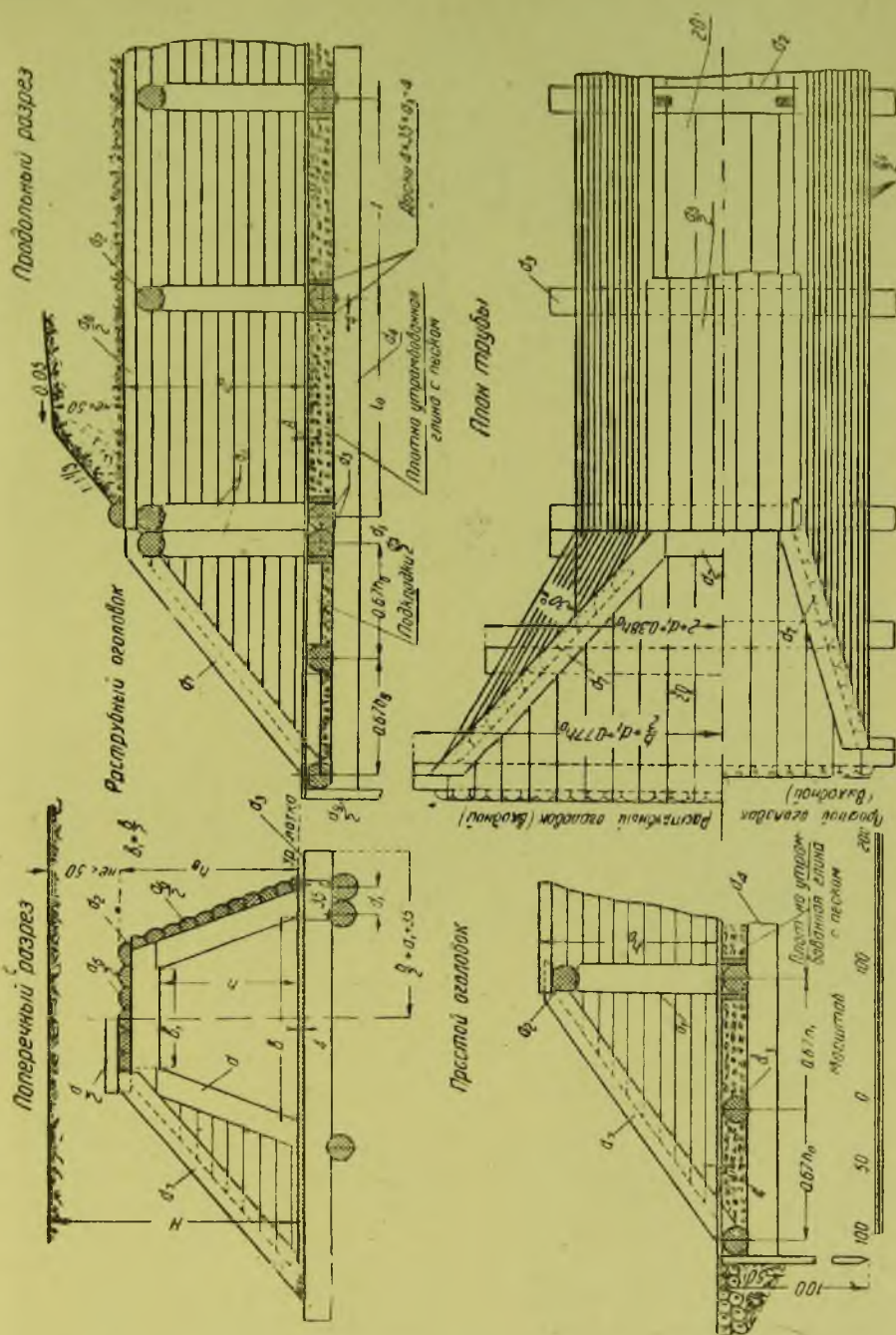
H — высота насыпи;

h_0 — конструктивная высота трубы от уровня поверхности лотка до верхней поверхности потолочного настила трубы.



Фиг. 272. Конструкция прямоугольной трубы.

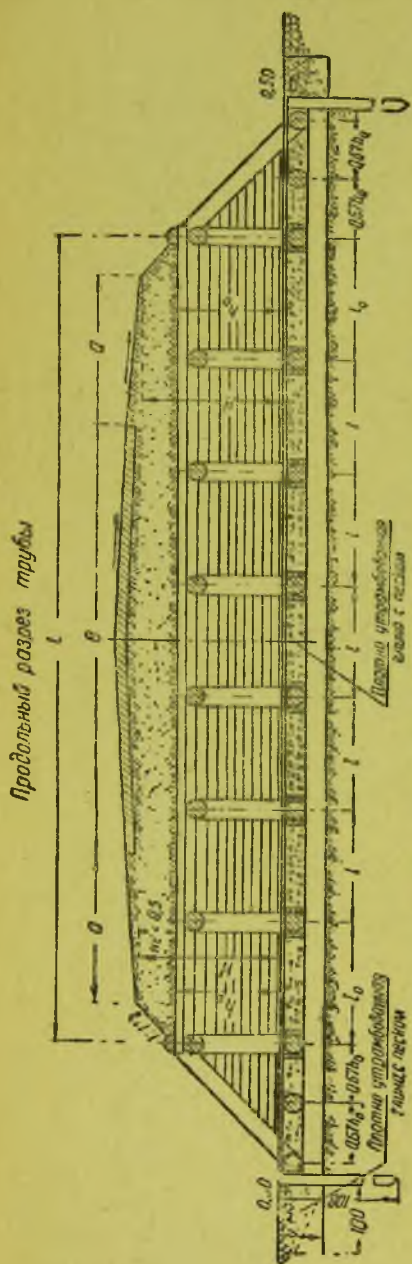
Описанные выше типы треугольных, прямоугольных и трапециoidalных труб имеют ту особенность, что несущие нагрузки элементы расположены в них вдоль трубы, что затрудняет ремонт трубы без перерыва движения. При загнивании одного-двух звеньев трубы ее приходится раскапывать для ремонта и замены загнивших частей.



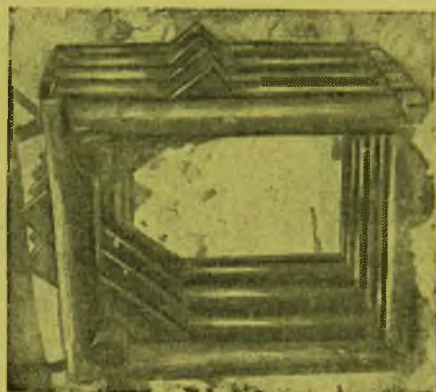
Фиг. 273. Конструкция трапециoidalной трубы.

На фиг. 275 и 276 приведены конструкция и общий вид прямоугольной трубы, в которой может быть произведена смена как отдельных элементов, так и всей трубы в целом без разрытия полотна дороги, а следовательно, и без перерыва движения. Труба состоит из отдельных бревенчатых рам, поставленных вплотную друг к другу; каждая рама состоит из двух стоек и верхнего и нижнего поперечных брусьев (ригелей). Стойки связываются с верхним брусом врубками в полдерева, а с нижним — шипами. Для поперечной жесткости трубы в верхних углах рамы ставят наклонные

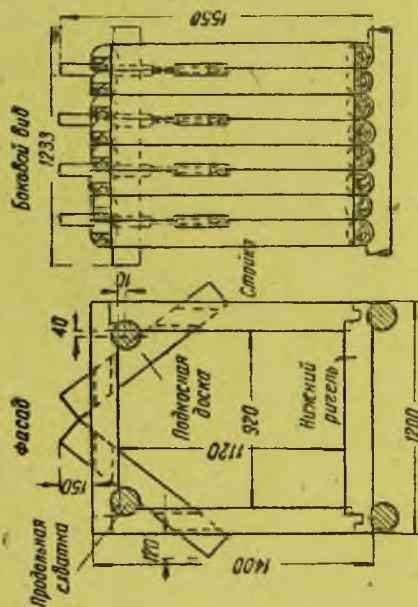
доски толщиной около 6 см, врубленные в верхний брус и в стойки. Доски эти одновременно поддерживают поставленные в верхних углах рам бревна, служащие для связи рам в продольном направлении. Трубу укладывают на продольные лежни, идущие на всю длину трубы и связывающие рамы понизу. Вся труба сконструирована так, что для связи отдельных ее элементов не требуется никаких металлических



Фиг. 274. Продольный разрез трапециевидной трубы.



Фиг. 276. Общий вид прямоугольной рамы из бревенчатых рам.



Фиг. 275. Конструкция прямоугольной трубы из бревенчатых рам.

скреплений. Смена отдельных загнивших элементов, так же как и целой трубы, может производиться без особых затруднений путем вынимания поврежденных рам (наиболее удобно вынимать сразу две рамы).

Ремонтные работы лучше всего производить зимой, когда грунт мерзлый и не может осыпаться. При работе летом необходимо крепление грунта в местах вынутых рам.

Трубы этого типа, несмотря на преимущества в эксплуатационном отношении, пока мало применялись практически, а потому их нельзя считать достаточно проверенными.

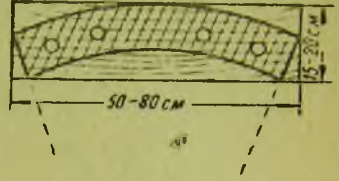
Круглые трубы

Применяемые для пропуска воды под насыпью круглые трубы могут быть двух типов — бондарные и косяковые.

До настоящего времени круглые трубы применялись главным образом для водопровода.

Бондарные трубы изготовляют машинным или кустарным способом из отдельных брусков или досок, называемых „клепками“, стягиваемых обручами или проволоочной обмоткой. Бондарные трубы, достаточно хорошо сопротивляясь давлению изнутри трубы, плохо сопротивляются внешнему давлению, особенно если действие его неравномерно. Поэтому для пропуска воды под насыпью более целесообразно применение жестких круглых деревянных труб.

Одним из примеров жестких круглых труб может служить труба, составленная из отдельных косяков, выпиленных из обрезков досок (фиг. 277). Косяки укладывают друг около друга по кругу, с расположением стыков вразбежку, и, соединяя при помощи дубовых нагелей, получают звенья трубы длиной около 0,3 м (фиг. 278). Отдельные звенья связывают в секции продольными горбылями или досками, которыми трубу



Фиг. 277. Дошлатый косяк для круглой трубы.



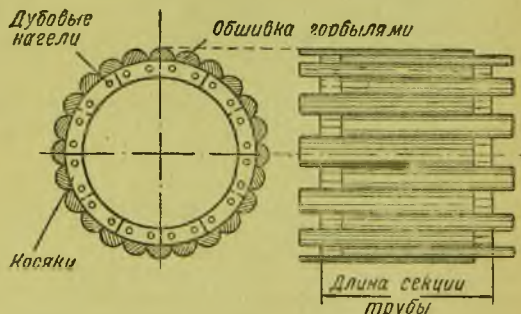
Фиг. 278. Звенья косяковой трубы.

обшивают снаружи. Для связи между отдельными секциями при их укладке концы досок (или горбылей), образующих наружную обшивку, выпускают через одну в виде гребенки (фиг. 279).

Косяковые трубы следует изготовлять из пропитанного антисептиком лесного материала. Применение косяковых труб может быть целесообразно при массовом их изготовлении на заводе или на строительном дворе, где процессы производства могут быть механизированы; материалом могут служить отходы производства завода.

Расчет деревянных труб

Трубы, находящиеся под насыпями, испытывают воздействие вертикальных и горизонтальных нагрузок от давления насыпи и находящейся на ней временной нагрузки. Вследствие осадки окружающего трубу грунта насыпи вертикальное давление на трубу оказывает столб земли, равный высоте H насыпи над трубой (фиг. 280).



Фиг. 279. Обшивка секции трубы горбылями.

При расположении над трубой временной нагрузки к этому давлению прибавляется дополнительное давление, обычно заменяемое действием слоя земли h_0 , эквивалентного по весу временной нагрузке, находящейся на полотне дороги.



Фиг. 280. Схема передачи давления от насыпи на трубу.

Вертикальное давление (фиг. 281) считается равномерно распределенным по плоскости верха трубы и равным:

$$p = \gamma (H + h_0),$$

где γ — объемный вес грунта.

Горизонтальная нагрузка представляет собой боковое давление земли, действующее на стенки трубы, определяемое обычными методами теории сыпучих тел:

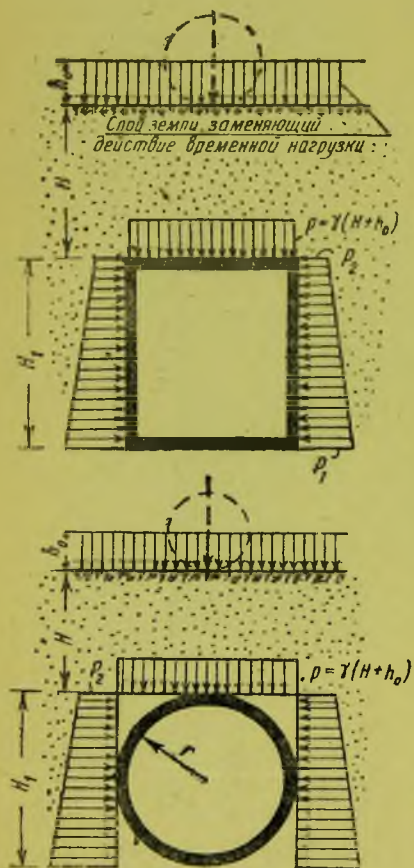
$$p_2 = (H + h_0) \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

$$p_1 = (H + h_0 + H_1) \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

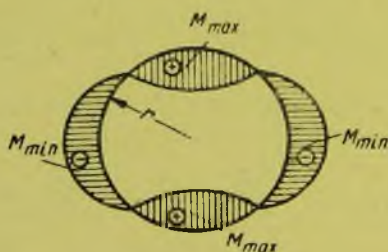
где φ — угол внутреннего трения грунта.

Простейшие трубы — треугольного, прямоугольного и трапециoidalного сечений рассчитывают в предположении, что каждый элемент трубы работает самостоятельно. Так, например, верхний ригель рамы рассчитывают на изгиб, как балку на двух опорах с пролетом, равным расстоянию между осями стоек, и нагрузкой, равномерно распределенной по его длине, и на сжатие от действия горизонтальной нагрузки. Стойки рассчитывают на сжатие от действия опорных реакций верхнего ригеля и на изгиб от действия горизонтального давления земли. Элементы треугольных труб рассчитывают на изгиб, как балки на двух опорах. Все врубки элементов трубы должны быть проверены на скалывание и смятие.

Круглые деревянные косяковые трубы рассчитывают на максимальное и минимальное значения моментов и соответствующие им нормальные силы, рассматривая трубу, как брус малой кривизны, подверженный действию горизонтальных и вертикальных нагрузок.



Фиг. 281. Схема действия давления земли на трубы.



Фиг. 282. Эпюра изгибающих моментов в круглой трубе.

Значения расчетных изгибающих моментов (фиг. 282) могут быть тогда выражены формулами:

$$M_{\max} = \frac{r^2}{4} \left(p - \frac{5}{12} p_1 - \frac{7}{12} p_2 \right);$$

$$M_{\min} = -\frac{r^2}{4} \left(p - \frac{p_1}{2} - \frac{p_2}{2} \right),$$

где: p — интенсивность вертикальной нагрузки на трубу;

p_1 — горизонтальное давление на уровне низа трубы;

p — горизонтальное давление на уровне верха трубы;
 r — радиус трубы.

Для определения расчетных моментов в круглой трубе можно пользоваться еще более простыми формулами, дающими результаты, близкие к результатам приведенных выше формул:

$$M_{\max} = 0,0598pd^2,$$

$$M_{\min} = -0,0544pd^2,$$

где: p — нагрузка сверху трубы,
 d — диаметр трубы.

Напорные трубы нужно рассчитывать также на давление воды изнутри трубы.

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ С РЕШЕТЧАТЫМИ ФЕРМАМИ

§ 41. Общие сведения

Для перекрытия пролетов, превышающих 20—25 м, применение простейших деревянных мостов балочной и подкосных систем практически невозможно и приходится переходить к другим, более сложным конструкциям пролетных строений.

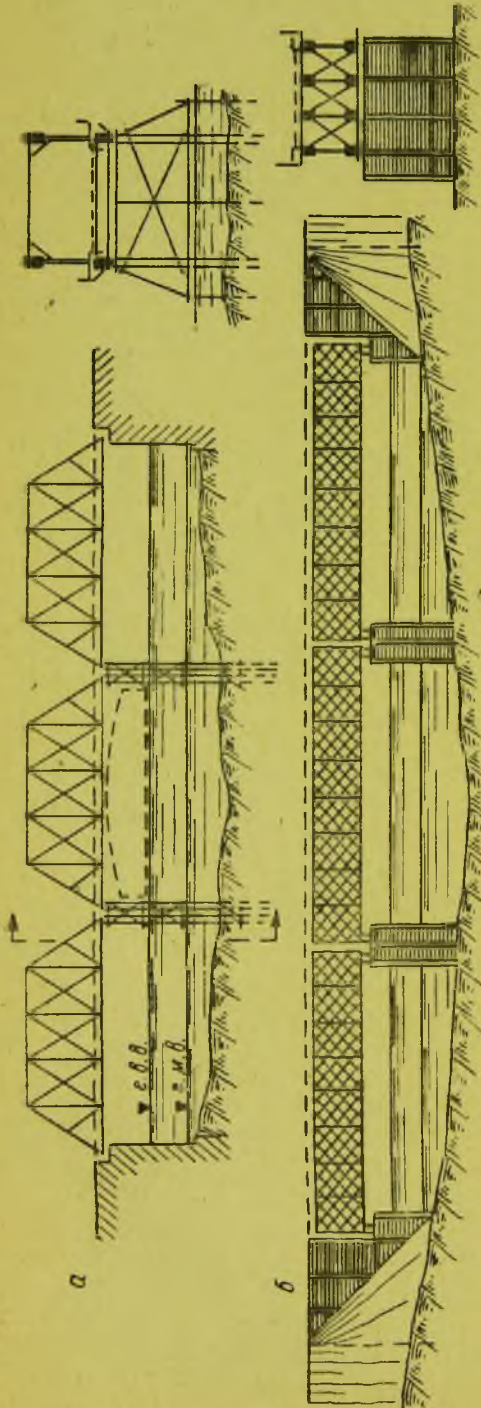
Устройство больших пролетов может быть вызвано: условиями судоходства, требующими сохранения под мостом определенного габарита, необходимостью более свободного пропуска ледохода или же экономическими соображениями.

Большие пролеты оказываются экономически выгодными в тех случаях, когда опоры моста дороги, как, например, при большой высоте опор, твердом дне, не допускающем забивки свай и требующем устройства дорогостоящих ряжевых или каменных опор. В зависимости от характера очертания русла и берегов пересекаемого водотока, от его режима и условий судоходства, от качества грунта и ряда других местных условий мост может иметь то или иное число больших пролетов.

Необходимость устройства судоходных пролетов отверстием в свету в 20 м возникает уже на реках IV категории¹, на реках же более высоких категорий могут потребоваться пролеты 30—50 м.

В пределах городов или крупных промышленных центров на регулируемых реках, где ширина русла при меженем горизонте и высоких водах мало изменяется, чаще всего приходится перекрывать большими пролетами все отверстие моста (фиг. 283, а). В этом случае величина пролетов определяется обычно требованиями судоходства и реже — экономическими.

В обычных внегородских пересечениях рек редко бывает необходимо перекрытие всего отверстия большими пролетами. Обычно устройство больших



Фиг. 283. Схема мостов больших пролетов.

¹ По классификации Наркомречфлота (ОСТ ВКС 6432).

пролетов требуется лишь в пределах наиболее глубокой части основного русла реки, причем условия судоходства требуют только одного или двух судоходных пролетов. Остальная часть реки поэтому может быть перекрыта малыми пролетами, стоимость которых меньше (фиг. 284).

Целесообразность такой разбивки моста на пролеты особенно характерна в том случае, когда река имеет широкие поймы (фиг. 285). В этом случае необходимость устройства больших пролетов над главным руслом оправдывается и экономическими соображениями, так как стоимость высоких опор моста будет здесь значительна; в пределах же пойм, где высота, а следовательно, и стоимость опор меньше, экономически целесообразно применение малых пролетов.

При значительной глубине реки, больших колебаниях горизонта воды, неблагоприятных грунтовых условиях сооружение опор усложняется и стоимость их оказывается значительной.



Фиг. 284. Мост с одним большим пролетом.

В таких случаях может оказаться экономически выгоднее перекрытие всего отверстия моста большими пролетами (фиг. 283, б).

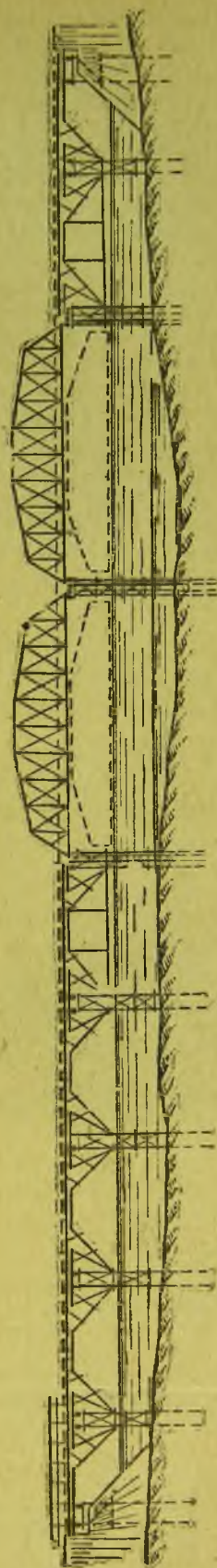
Наконец, на реках с интенсивным ледоходом при наличии условий, способствующих ледяным заторам, может оказаться необходимым устройство больших пролетов (обычно в пределах главного русла), облегчающих пропуск под мостом ледохода.

Для перекрытия больших пролетов в деревянных мостах наиболее часто применяют пролетные строения с балочными решетчатыми фермами различных систем.

В зависимости от горизонта высоких вод, подмостового габарита и условий проектирования продольного профиля подходов к мосту пролетные строения, перекрывающие большие пролеты, могут быть с ездой поверху (фиг. 283, б) или понизу (фиг. 283, а).

Пролетные строения с ездой поверху проще по конструкции, требуют, как правило, меньшей затраты лесного материала и поэтому дешевле. Кроме того, мосты с ездой поверху имеют меньшую ширину, что выгодно отражается также на стоимости опор (особенно ряжевых и каменных). Поэтому езду поверху следует применять во всех случаях, когда имеется достаточная строительная высота для пролетных строений и устройство езды поверху не требует чрезмерного увеличения высоты насыпи.

В тех случаях, когда разность отметок поверхности ездового полотна и подмостового габарита мала, т. е. строительная



Фиг. 285. Мост с двумя судоходными пролетами.

высота пролетных строений ограничена, приходится прибегать к более сложной и дорогой системе с ездой понизу.

В настоящее время для перекрытия больших пролетов применяют различные системы пролетных строений с решетчатыми фермами. Некоторые из этих систем применяются уже давно для автодорожных мостов и хорошо проверены практикой их эксплуатации. К таким системам можно отнести подвесные мосты, мосты системы Гау, мосты системы Тауна.

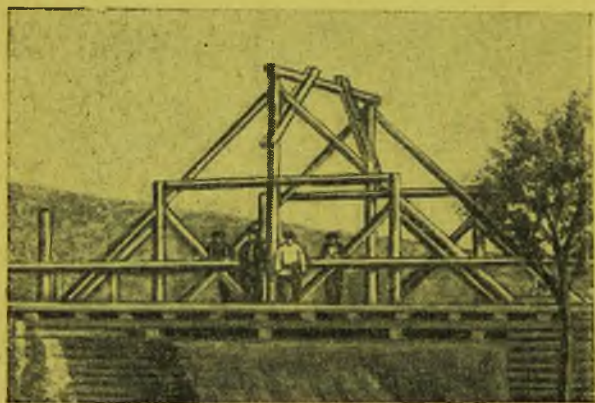
Ряд других систем, выдвинутых и разработанных за последние годы, в которых использованы новейшие достижения техники строительства деревянных конструкций, еще не получил достаточно широкого практического применения и не имеет достаточной проверки практикой эксплуатации. К числу таких систем можно отнести: мосты с кольцевыми соединениями, мосты с гвоздевыми соединениями и ряд других. Все эти системы мы будем называть «новейшими системами» деревянных пролетных строений с решетчатыми фермами.

Из числа новейших систем необходимо выделить пролетные строения комбинированной (арка с балкой жесткости) системы Лангера, получившие довольно широкое применение благодаря их хорошим конструктивно-производственным и эксплуатационным качествам.

Для перекрытия особенно больших пролетов, а также при специфических местных условиях постройки моста, в отдельных случаях находят применение мосты висячей системы с металлическими канатами или цепями и деревянной проезжей частью и балкой жесткости.

§ 42. Подвесные мосты

Подвесные мосты представляют собой простейший тип мостов с решетчатыми фермами и применяются на автомобильных дорогах для перекрытия сравнительно небольших пролетов в тех случаях, когда недостаточная строительная высота не позволяет применить какую-либо из подкосных систем.



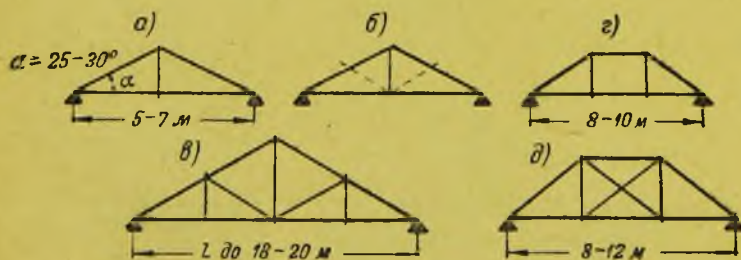
Фиг. 286. Подвесной мост.

По существу подвесные мосты можно рассматривать как подкосные мосты с ездой понизу (фиг. 286).

Главная особенность подвесных ферм заключается в наличии нижнего пояса-затяжки, воспринимающего распор от подкосов и передающего опорам только вертикальные реакции. Подвесными фермами обычно перекрывают пролеты 10—16 м; при легкой нагрузке возможно перекрытие пролетов $l = 20—25$ м и более. При тяжелых нагрузках подвесные мосты не применяются вследствие трудности устройства проезжей части и сложности всей конструкции моста.

Основные типы подвесных ферм, применяемых для мостов на автомобильных дорогах, приведены на фиг. 287.

Простая треугольная система (фиг. 287, а)



Фиг. 287. Схемы подвесных ферм.

применяется при пролетах 5—7 м. Наклон подкосов к горизонту должен быть не менее $25—30^\circ$. При высоте фермы более 2—2,5 м рекомендуется ставить дополнительные полураскосы r , уменьшающие свободную длину подкосов (фиг. 287, б).

Треугольно-подвесная система с дополнительными шпренгелями (фиг. 287, *в*) применяется при пролетах до 18—20 м. В этом случае нижний пояс разбивается на 4 панели. Высоту ферм следует делать достаточной для возможности постановки в верхнем узле поперечных связей между обеими фермами.

Трапецидально-подвесные системы состояются из двух подкосов, упирающихся вверху в ригель (верхний пояс), затяжки и подвесок.

Простейшая трапецидально-подвесная система, применяемая для легких мостов, приведена на фиг. 287, *г*. Для придания фермам большей жесткости в средней панели ставят перекрещивающиеся раскосы (фиг. 287, *д*). Трапецидально-подвесными фермами перекрывают пролеты 8—12 м.

Из перечисленных выше систем треугольно-подвесные фермы (со шпренгелями и без них), как более жесткие, находят себе применение для мостов на автомобильных дорогах. Остальные же системы обычно применяются для пешеходных мостов или же для мостов под легкую автомобильную нагрузку.

§ 43. Конструкция подвесных мостов

Конструкция легкого моста простой треугольно-подвесной системы приведена на фиг. 288. Фермы моста состоят из двух подкосов, врубленных верхними концами в подвеску, нижними же концами — в затяжку (нижний пояс).

Подвеска при помощи металлических креплений поддерживает нижний пояс и расположенную под ним в середине пролета поперечную балку. Проезжая часть состоит из двойного дощатого настила, уложенного по продольным балкам, поддерживаемым, в свою очередь, средней поперечной балкой и опорными брусками.

Фермы вследствие небольшой их высоты используются и как элементы перил.

Конструкция трапецидально-подвесного моста с пролетами по 13 м приведена на фиг. 289.

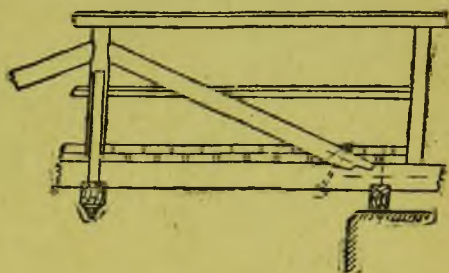
Главные фермы устроены простой трапецидально-подвесной системы; наклонные подкосы связаны с подвесками и горизонтальным элементом верхнего пояса врубками и металлическими креплениями. Проезжая часть состоит из двойного дощатого настила, поддерживаемого рядом продольных балок. Продольные балки опираются в пролете на поперечные балки, подвешенные при помощи металлических частей к подвескам; по концам пролетных строений продольные балки передают свое давление опорам. Большое количество металлических креплений необходимо отнести к недостаткам конструкции пролетного строения. Береговые опоры моста — каменные; речные — деревянные, свайные.

Для улучшения передачи опорных давлений концы пролетного строения снабжены подбалками. Для устойчивости верхнего пояса и укрепления перил устроены подкосы, упирающиеся в выпущенные концы поперечных балок. В средней панели к нижним поясам снизу прикреплены диагональные связи, служащие для горизонтальной жесткости моста. Целесообразно было бы устройство таких же связей и в крайних панелях пролетных строений. Устройство свайной опоры видно из поперечного разреза моста. Сваи снабжены металлическими башмаками.

Пример конструкции треугольно-подвесного пролетного строения с дополнительными шпренгелями представлен на фиг. 290 (см. вклейку). Пролетное строение имеет расчетный пролет $l = 16$ м, высоту ферм посередине $h = 6,7$ м и расстояние между фермами (ширину моста) $b = 6,64$ м.

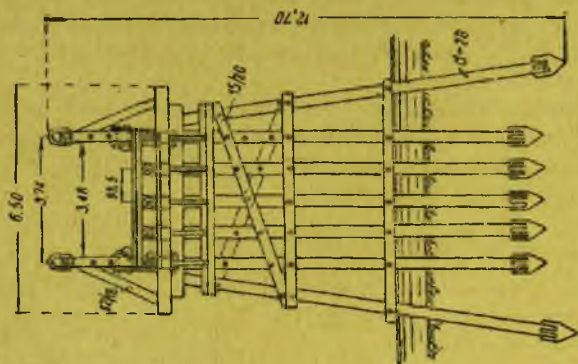
Высота ферм выбрана с таким расчетом, чтобы дать минимальную высоту проезда по мосту 4,5 м в свету.

Пролетное строение состоит из двух ферм треугольной системы и проезжей части, опирающейся своими поперечными балками в узлах главных ферм; главные фермы имеют два пояса — нижний горизонтальный пояс и верхний пояс. Верхний пояс главных ферм образован из двух наклонных элементов, сходящихся в верхнем узле. Средние стойки-подвески закреплены в верхнем узле и поддерживают середину ниж-

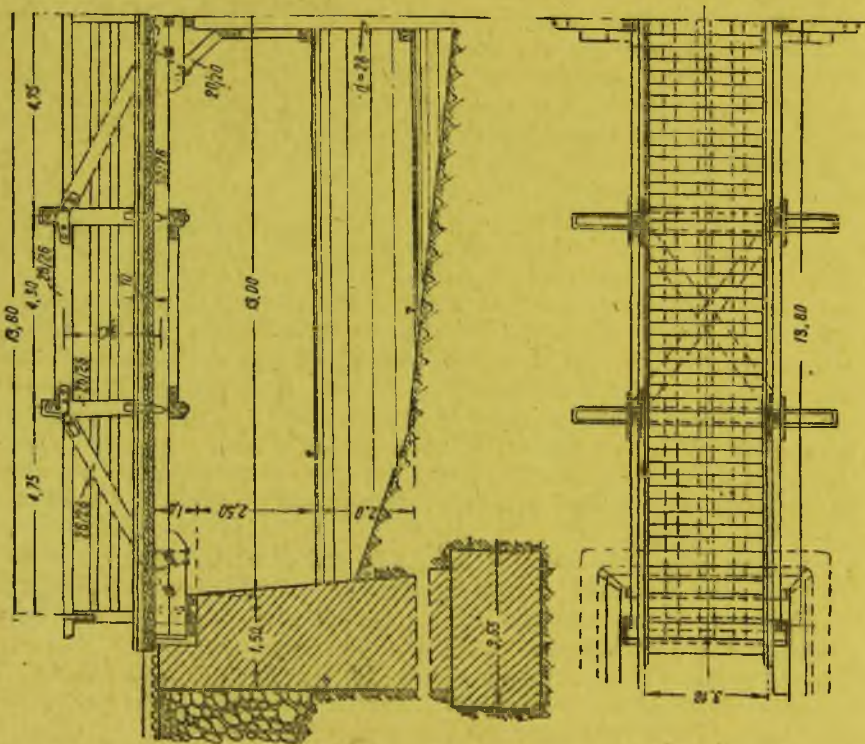


Фиг. 288. Конструкция легкого треугольно-подвесного моста.

Верхние и нижние пояса ферм составлены из двух круглых бревен с промежутками между ними, служащими для пропуска подвесок. В опорных узлах (фиг. 291, узел № 1) верхний пояс передает свое усилие нижнему поясу при помощи зубчатой



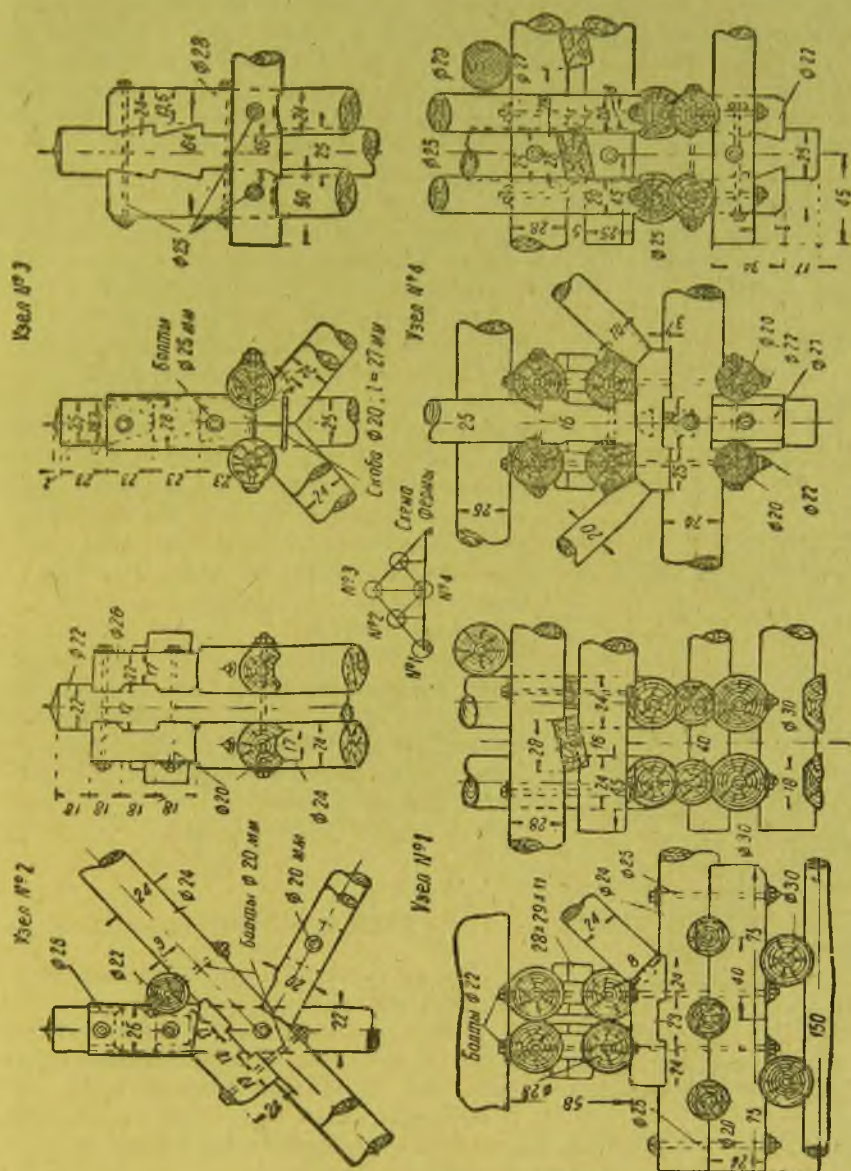
Фиг. 289. Конструкция трапецевидально-подвесного моста.



Для поперечной жесткости пролетного строения здесь же, в верхнем узле, поставлены горизонтальные схватки из бревен.

180

укреплены аналогичным путем, причем в верхних узлах передача усилия на наклонные элементы верхнего пояса производится при помощи вертикальных зубчатых подушек, прикрепленных к концам подвески, и наклонных подушек, прикрепленных к верху бревен пояса (узел № 2). Дополнительные полураскосы, состоящие каждый из двух бревен $d=20$ см, своими нижними концами упираются в подушку, поставленную в среднем узле нижнего пояса. Верхние концы полураскосов непосредственно



Ч. ил. 291. Детали узлов годезного моста.

упираются своими торцами в подрубленную поверхность наклонных элементов верхнего пояса. Стыки нижнего пояса расположены в средних панелях и перекрыты металлическими шпоночными накладками (см. ниже § 48). Для предохранения дерева в стыках от загнивания над ними устроено покрытие из коротких досок. Поперечная жесткость пролетного строения достигается устройством нижних горизонтальных связей и поперечных схваток с порталными подкосами у верхних узлов пролетного строения.

Нижние горизонтальные связи устроены в виде полураскосных ферм, стойками которых служат поперечные схватки, расположенные в узлах нижнего пояса. Полураскосы связей уложены поверх этих распорок, врублены в них и связаны болтами.

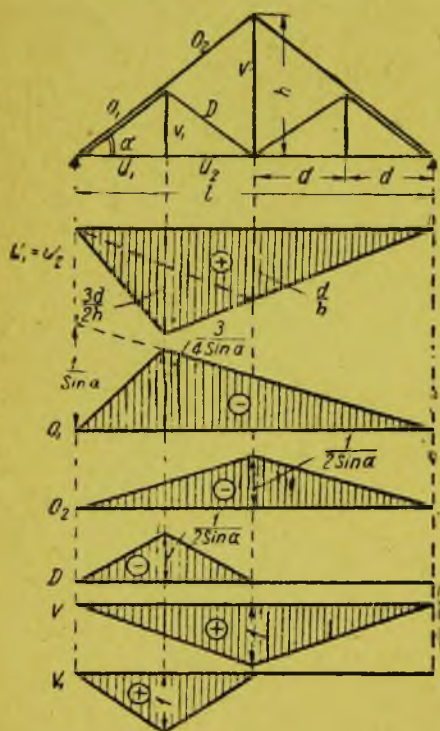
Устройство верхних связей и порталных полураскосов видно из фасада, плана и поперечного разреза моста (см. фиг. 290, *а, б и в*). Верхние схватки вместе с полураскосами создают неизменяемость узлов и жесткость моста в поперечном направлении.

Проезжая часть моста состоит из двойного дощатого настила, уложенного по продольным балкам. Тротуары, вынесенные снаружи ферм, представляют продолжение настила проезжей части. Продольные балки круглого сечения расположены на расстоянии 0,72 м друг от друга. В стыках сопряжение концов продольных балок устроено с наклонной срезкой. Для придания настилу поперечного уклона поверх средних продольных балок уложены прокладки. Для отвода воды с поверхности настила устроены деревянные лотки, расположенные около трех средних поперечных балок (см. фасад и поперечный разрез). Поперечные балки проезжей части имеют значительный пролет и потому получились тяжелого составного сечения из 4 бревен, связанных шпонками и болтами с деревянными прокладками. Для улучшения работы шпонок вблизи опор поперечных балок они поставлены наклонно. Поперечные балки установлены в узлах главных ферм; для этого обе ветви балок раздвинуты на ширину подвесок, пропускаемых между ними. Благодаря центральной передаче давлений от поперечных балок в узлах главных ферм нижние пояса последних работают на

чистое растяжение, без местного изгиба. Соседняя поперечная балка опирается непосредственно на узловые подушки главных ферм.

В местах примыкания коротких подвесок к нижнему поясу под концы балок, для расположения их в одном уровне, положены круглые коротыши-подкладки. Опорные поперечные балки уложены непосредственно на подушки главных ферм. Для усиления опорного узла, передающего большое давление на опоры, концы нижнего пояса усилены подбалками, связанными с ним круглыми анкерами.

Подвесные мосты с течением времени, вследствие обмятия врубок и сопряжений, дают значительные прогибы. Во избежание образования провеса ферм, который в подвесных мостах не может быть устранен, при их сооружении следует придавать нижним поясам ферм строительный подъем в $(1/100 - 1/150)l$.



Фиг. 292. Линии влияния усилий в элементах подвесной фермы.

дают наибольшие усилия в элементах, после чего производят подбор сечений и проверяют расчетом сопряжения и врубки элементов.

Более подробно методы расчета сквозных ферм изложены в § 50.

§ 44. Расчет подвесных ферм

Расчет подвесных ферм производят в предположении шарнирности их узлов.

Линии влияния усилий в элементах треугольно-подвесной системы со шпренгелями приведены на фиг. 292. По линиям влияния, путем их загрузки постоянной и временной нагрузками, определяют

§ 45. Пролетные строения с ригельно-раскосными фермами

За последние годы для перекрытия пролетов от 8 до 20 м получили распространение пролетные строения с так называемыми ригельно-раскосными фермами.

Ригельно-раскосные фермы представляют собой решетчатые фермы с ездой поверху и треугольной решеткой из восходящих и нисходящих раскосов. Особенность этих ферм заключается в усилении верхнего пояса в пределах средних панелей добавочным элементом (ригелем), используемым для упора в его концы верхних концов опорных раскосов.

Схемы ригельно-раскосных ферм приведены на фиг. 293. Высота ригельно-раскосных ферм принимается равной $\frac{1}{5} - \frac{1}{6,5}$ их пролета; длина панелей 2,5—3,5 м.

На фиг. 294 представлено применение ригельно-раскосных пролетных строений для перекрытия пойменных пролетов большого деревянного моста.

Пример конструкции ригельно-раскосного пролетного строения, рассчитанного под нагрузку Н8 и Т25 при габарите Г6,5 представлена на фиг. 295.

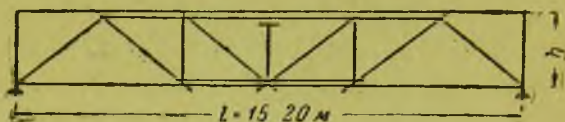
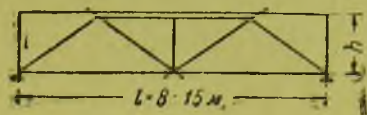
Главные фермы устроены из пилевого леса.

Первые восходящие раскосы своими нижними концами упираются в подушку, врубленную зубьями в нижний пояс.

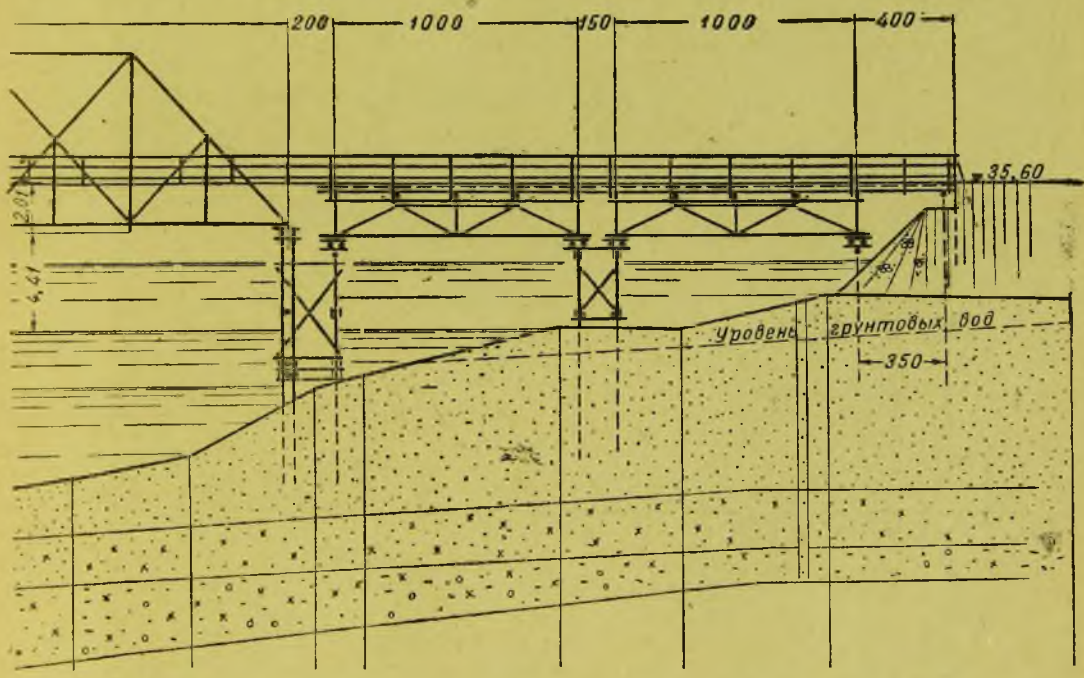
Средние раскосы (работающие на сжатие и растяжение) составлены из двух брусьев, обхватывающих пояс и прикрепленных к ним болтовыми нагелями.

Верхний пояс имеет стык в середине пролета; стык устроен без накладок с передачей усилий через торцы.

Стыки нижнего пояса перекрыты металлическими накладками, прикрепленными болтовыми нагелями. Стыки в различных (смежных) фермах располагаются вразбежку, по разные стороны от среднего узла. Стойки, работающие на сжатие, упираются своими торцами непосредственно в пояса.



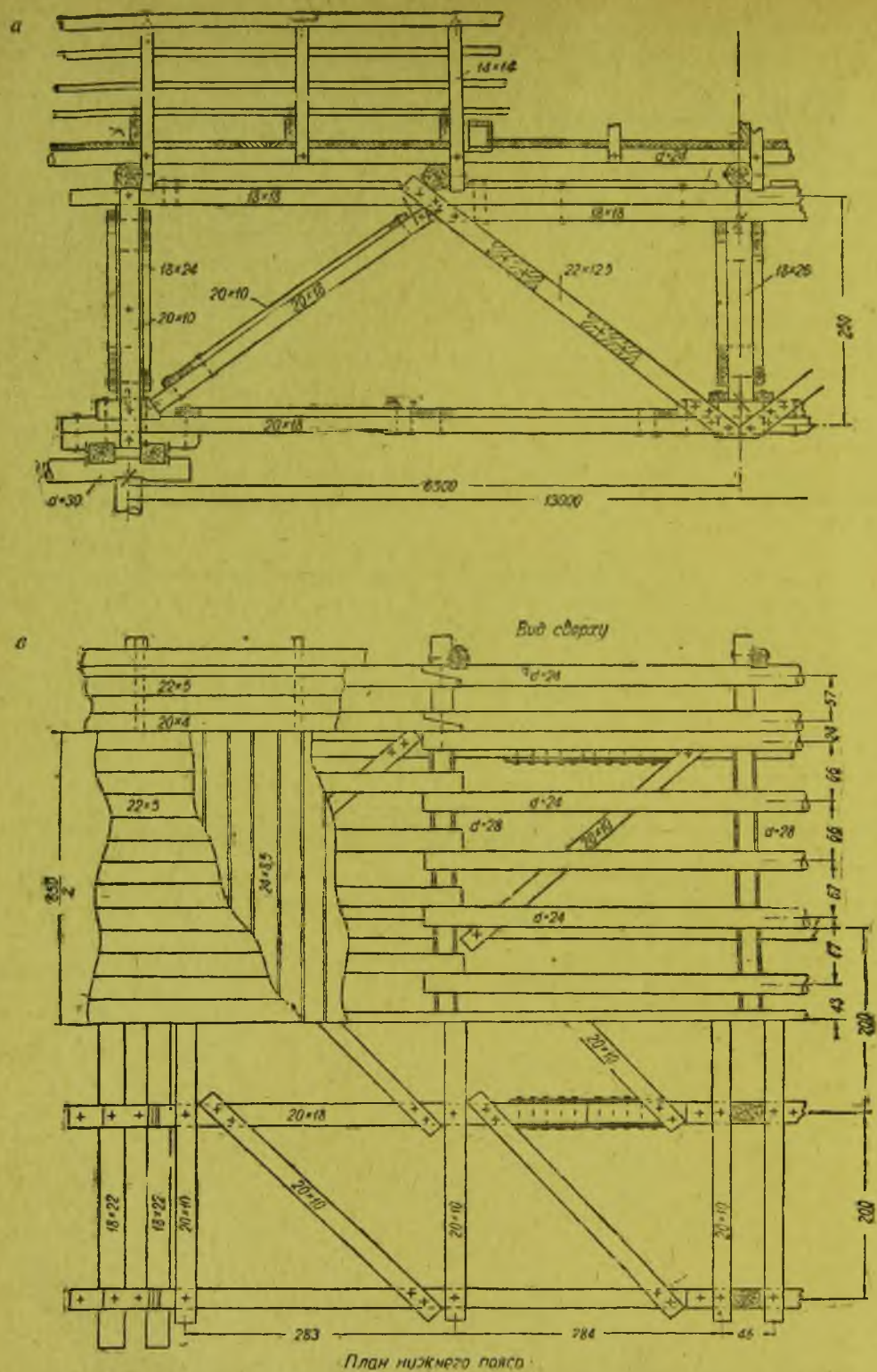
Фиг. 293. Схемы ригельно-раскосных ферм.



Фиг. 294. Перекрытие пойменных пролетов моста ригельно-раскосными фермами.

Продольные связи имеются в плоскостях обоих поясов. Поперечные связи устроены в плоскостях опорных раскосов и средней стойки и прикреплены болтовыми нагелями.

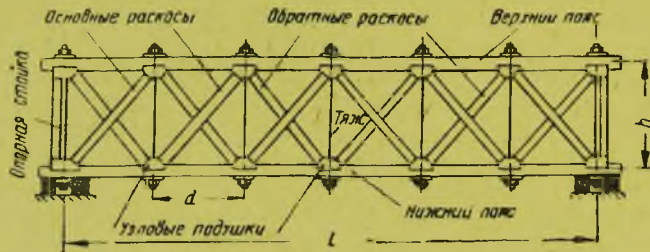
Проезжая часть моста поддерживается прогонами и поперечными балками, передающими нагрузку на главные фермы в узлах. Ригельно-раскосные пролетные строения можно с успехом применять при тяжелых расчетных нагрузках, однако при пролетах более 15—16 м и они теряют свои преимущества, заключающиеся в простоте



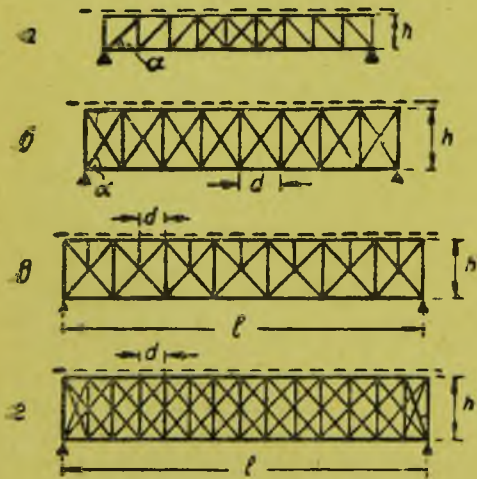
Фиг. 295. Конструкция ригельно-раскосного пролетного строения:
 а — фасад, б — поперечный разрез, в — план, г — схема фермы и план связей.



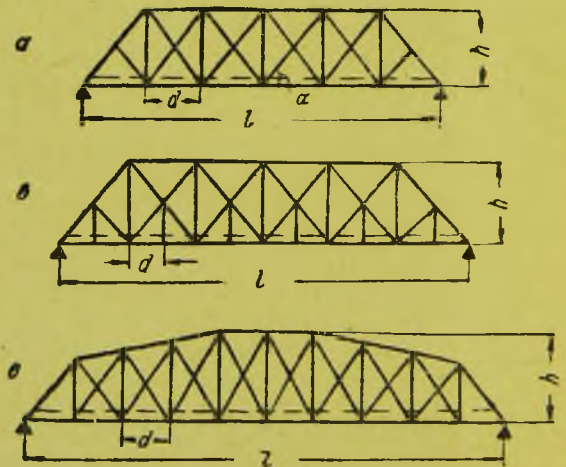
Фиг. 296. Мост с пролетными строениями системы Гау.



Фиг. 297. Ферма системы Гау.



Фиг. 298. Схема ферм системы Гау с ездой поверху.



Фиг. 299. Схема ферм системы Гау с ездой понизу.

Главные фермы пролетных строений с ездой понизу устраивают или с простой крестовой (фиг. 299, а) или же с составной шпренгельной решеткой (фиг. 299, б), имеющей дополнительные подвесы из тяжей.

Высоту ферм h обычно принимают от $\frac{1}{5}$ до $\frac{1}{9}$ пролета. В пролетных строениях с ездой понизу высота ферм должна также удовлетворять требованиям габарита проезда на мосту и для пролетов менее 25—30 м может выходить из указанных выше норм.

Исключение составляют пролетные строения с ездой понизу, устраиваемые без верхних связей между фермами. В таких мостах, называемых открытыми, высота ферм не связана габаритом.

Длина панелей ферм Гау определяется высотой ферм и углом наклона раскосов, а также способом устройства проезжей части.

Давление от временной нагрузки и веса проезжей части передается на главные фермы через поперечные балки, располагаемые или в узлах главных ферм, или же в пределах панелей. В первом случае пояса главных ферм работают только на продольные усилия; во втором же случае, кроме продольного усилия, пояс, поддерживающий проезжую часть, работает на местный изгиб.

Для мостов под автомобильную нагрузку с поясом, работающим на местный изгиб, длину панелей обычно принимают $d=2-2,5$ м. При узловой передаче давлений от проезжей части длина панелей может быть доведена до $d=3-4$ м. В новейших проектировках для мостов с ездой понизу при узловой передаче давлений от поперечных балок на фермы длина панелей достигает 4 и даже 5 м.

Угол наклона раскосов α желательно делать близким к 45° ; в случае необходимости угол наклона раскосов можно увеличивать примерно до 60° или уменьшать приблизительно до 35° . При устройстве очень крутых или пологих раскосов сильно усложняется конструкция узлов.

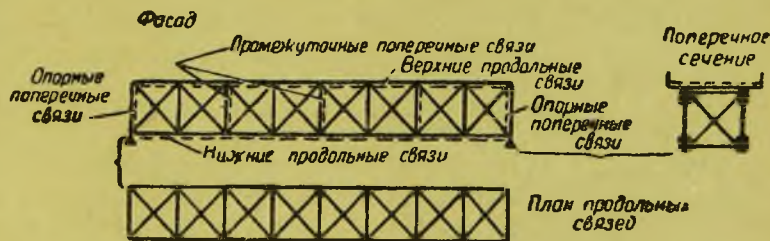
Для перекрытия больших пролетов фермы Гау с параллельными поясами обычно оказываются мало применимыми. Объясняется это, во-первых, тем, что сечение поясов ферм Гау обычно делается одинаковым на всей длине ферм, что приводит к излишней затрате лесного материала, напрасно увеличивающей вес пролетного строения. Во-вторых, вследствие значительной высоты ферм больших пролетов приходится применять очень длинный лес для элементов решетки, или же делать их составными по длине. И, наконец, вследствие больших усилий в элементах решетки сечения их получаются громоздкими и усложняется сопряжение их с поясами. Поэтому для перекрытия больших пролетов оказывается рациональным применение ферм с полигональным верхним поясом (фиг. 299, в).

Полигональный пояс способствует более равномерному распределению усилий в элементах пояса благодаря тому, что изменение высоты главных ферм соответствует эпюре максимальных моментов. Кроме того, полигональный пояс уменьшает усилия в элементах решетки и тем самым облегчает конструкцию узловых сопряжений. Пролетные строения системы Гау с полигональными поясами начали применяться на автомобильных дорогах недавно и еще не успели получить достаточной практической проверки в эксплуатационных условиях.

Связи между фермами

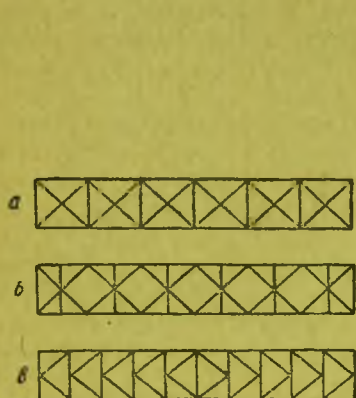
Для поперечной жесткости решетчатых пролетных строений необходимо устройство

связей между фермами. В пролетных строениях с ездой поверху и с малой высотой ферм можно ограничиться устройством одних верхних продольных связей. При значительной высоте главных ферм необходимо устройство как верхних, так и нижних продольных связей. Кроме горизонтальных продольных связей в пролетных строениях, необходимы и поперечные связи, расположенные в вертикальных плоскостях на опорах пролетного строения, а также и на протяжении пролета (фиг. 300).

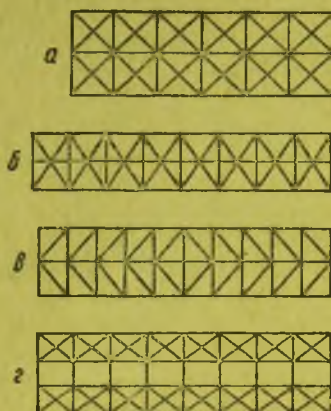


Фиг. 300. Схема устройства связей в пролетном строении системы Гау с ездой поверху.

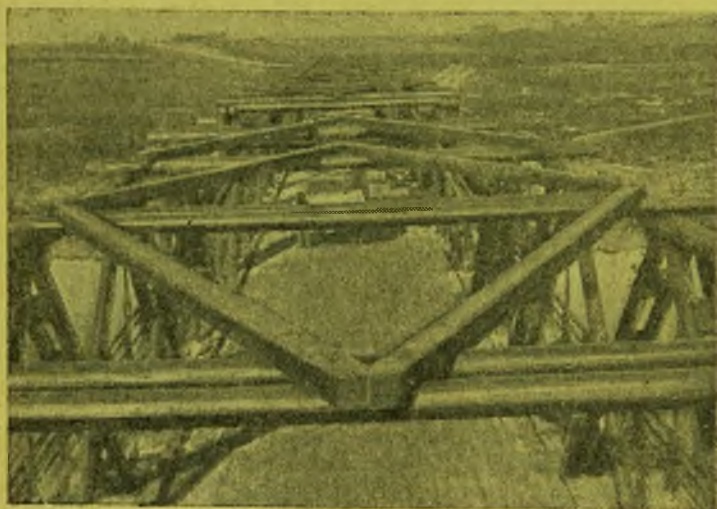
Продольные связи представляют горизонтальную ферму, поясами которой служат пояса главных ферм. Решетка же состоит из диагоналей и поперечных схваток крестовой (фиг. 301, а), ромбической (фиг. 301, б) или полураскосной (фиг. 301, в) системы.



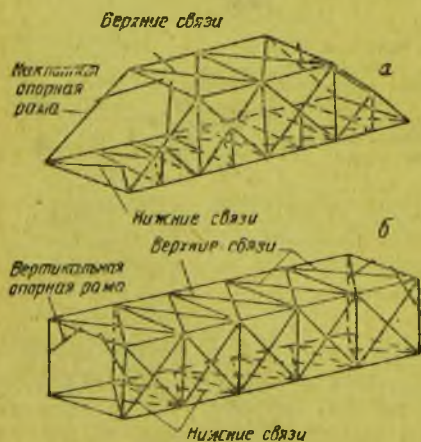
Фиг. 301. Схемы продольных связей в мостах с двумя главными фермами.



Фиг. 302. Схемы продольных связей в мостах с тремя и четырьмя главными фермами.



Фиг. 303. Связи вдоль верхних поясов моста с ездой понизу.



Фиг. 304. Устройство связей в пролетных строениях с ездой понизу.

Диагонали продольных связей делают деревянными, схватки же могут быть деревянные или металлические в виде тяжей. В последнем случае продольные связи представляют собой горизонтальную ферму системы Гау.

Длина панелей горизонтальных связей может быть равна или неравна длине панелей главных ферм; в последнем случае панели ветровых ферм делают обычно больше длины панелей главных ферм для того, чтобы узлы их не совпадали, что нежелательно вследствие большого ослабления поясов, получающегося в этих местах. В пролетных строениях, имеющих три или более главных ферм, продольные связи устраивают по одной из схем, приведенных на фиг. 302.

Поперечные вертикальные связи между фермами обязательно устраивают на опорах (опорные поперечные связи). Кроме того, из конструктивных соображений для увеличе-

ния поперечной жесткости пролетного строения устраивают также промежуточные поперечные связи и на протяжении всего пролетного строения на расстоянии 5—8 м друг от друга.

Опорные связи служат для передачи ветровых реакций верхних связей опорам моста.

Поперечные связи состоят из диагоналей и горизонтальных стяжек. Горизонтальными стяжками обычно служат схватки продольных горизонтальных связей.

Поперечные связи располагают или в узлах главных ферм, или же в узлах продольных связей.

В мостах с ездой понизу продольные ветровые связи устраивают вдоль нижнего пояса, а в случае достаточной высоты главных ферм — и вдоль верхнего пояса (фиг. 303). В этом

случае пролетное строение называют закрытым, в отличие от открытых мостов, не имеющих связей поверху.

Так как устройство поперечных связей в мостах с ездой понизу невозможно, то для передачи ветровых опорных реакций верхних продольных связей на опоры моста приходится устраивать поперечные ветровые рамы, располагаемые обычно в плоскости опорных раскосов (фиг. 304, а) или стоек (фиг. 304, б).

Нижние и верхние продольные ветровые связи устраивают обычно крестовой или полураскосной системы (см. фиг. 301, а и в).

Входящие в состав ветровых рам опорные стойки (фиг. 304 б,) или раскосы (фиг. 304, а) рассчитывают на совместное действие усилий от вертикальной нагрузки и ветра. Подкосы, обеспечивающие жесткость верхних узлов ветровых рам, придают им вид порталов, поэтому опорные ветровые рамы часто называют порталными.

Детали конструкции связей приведены ниже при описании примеров конструкций пролетных строений системы Гау.

§ 47. Проезжая часть мостов системы Гау

При езде поверху

Простейший способ устройства проезжей части для мостов системы Гау с ездой поверху состоит в непосредственной укладке поперечин, поддерживающих настил проезжей части, на верхние пояса главных ферм (фиг. 305). В этом случае верхний пояс, кроме сжатия, работает также и на местный изгиб.

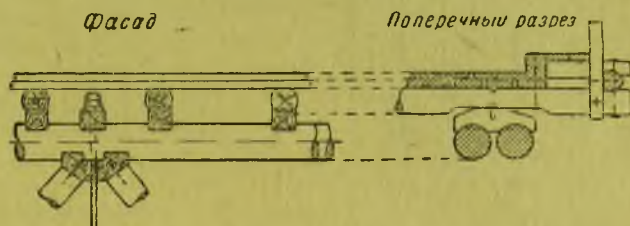
Для равномерной передачи давлений от поперечин на ветви верхних поясов желательно подкладывать под поперечины специальные центрирующие подушки (фиг. 306 и 307).

При небольшом расстоянии между главными фермами устройство проезжей части с поперечинами, непосредственно уложенными на верхний пояс, может быть рекомендовано для мостов под легкую нагрузку.

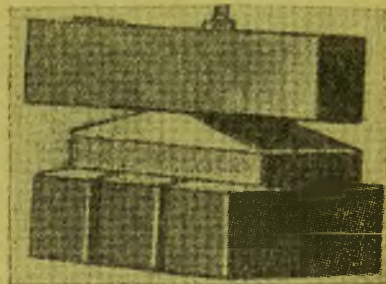
При тяжелых нагрузках моменты, возникающие в верхнем поясе от местного изгиба, становятся значительными, и более целесообразна центральная



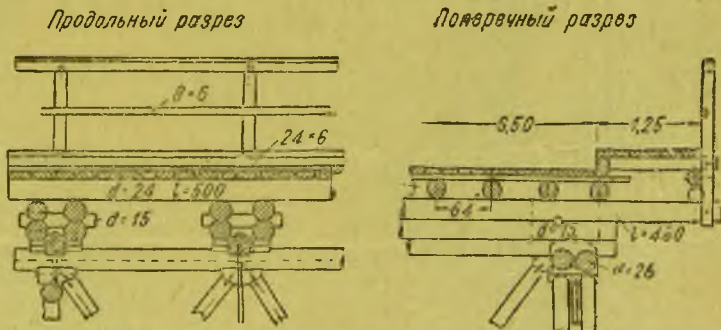
Фиг. 305. Проезжая часть с непосредственной укладкой поперечин на верхний пояс главных ферм.



Фиг. 306. Опираие поперечин на пояс при помощи центрирующих подушек.



Фиг. 307. Подушки для передачи поясам опорного давления поперечной балки.



Фиг. 308. Проезжая часть с узловой передачей давлений на главные балки при помощи поперечных балок.

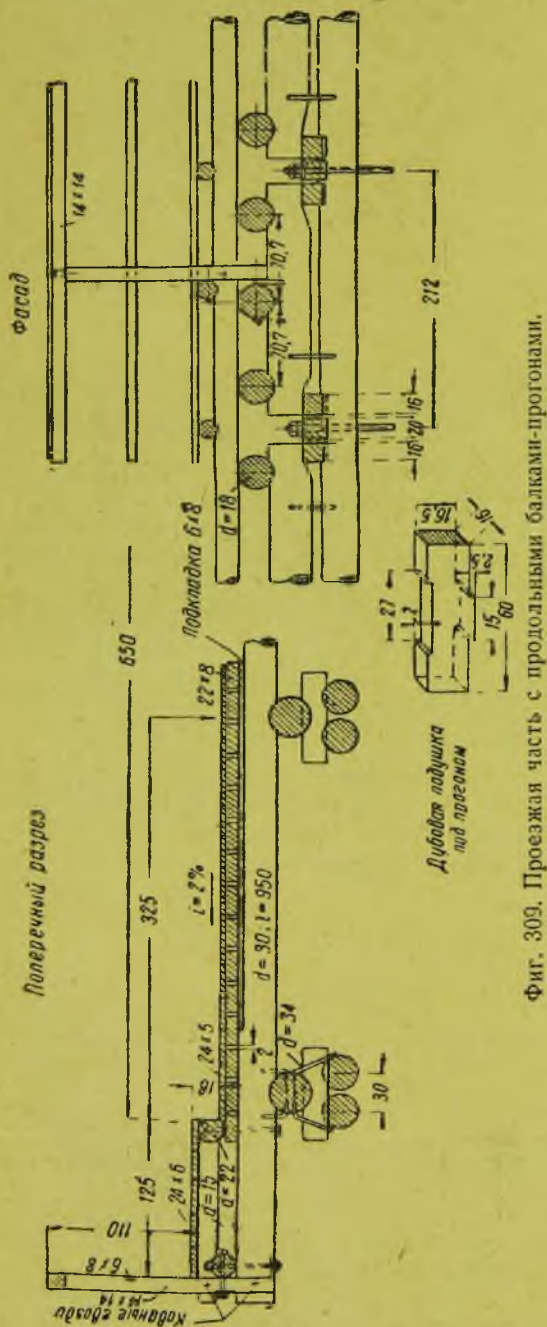
передача давлений от проезжей части на узлы главных ферм.

В этом случае прибегают к устройству проезжей части с поперечными балками, укладываемыми в узлах главных ферм.

При устройстве проезжей части с двойным дощатым настилом нижний настил (поперечный) укладывают на ряд продольных балок, опирающихся на поперечные балки (фиг. 308). Верхний настил может быть продольным или поперечным.

Поверхности настила придают поперечный уклон соответствующей подтеской верхнего бревна поперечных балок или укладкой поверх поперечных балок специальных клиновидных подкладок.

Для равномерной передачи давлений от поперечных балок на все ветви верхних поясов главных ферм необходимо устройство специальных дубовых опорных подушек (см. фиг. 307). Описанный способ устройства проезжей части применяется в мостах системы Гау с ездой поверху.



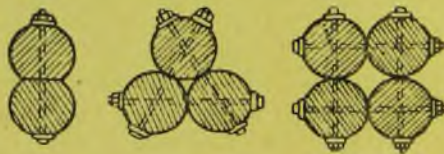
Фиг. 309. Проезжая часть с продольными балками-прогонами.

Другой тип проезжей части с узловой передачей нагрузок на главные фермы приведен на фиг. 309. Проезжая часть состоит здесь из двойного продольного дощатого настила, уложенного по поперечинам; для придания настилу поперечного уклона поверх поперечин положены клиновидные подкладки.

Поперечины опираются на продольные балки (прогоны), воспринимающие местный изгиб от поперечин и укладываемые в каждой панели поверх поясов на дубовых подушках. Дубовые подушки располагаются непосредственно в узлах главных ферм и служат для центральной передачи давления от проезжей части на главные фермы. Для предотвращения смещений подушек по поясам их взаимно врубают друг в друга. Такое устройство проезжей части гарантирует узловую передачу давлений от проезжей части на главные фермы и не требует устройства мощных поперечных балок.

При езде понижу

В пролетных строениях с ездой понижу вследствие большой ширины моста



Фиг. 310. Поперечные балки из пакетов бревен.

необходимо устройство мощных поперечных балок, поддерживающих проезжую часть и передающих давление на главные фермы.

Поперечные балки, как и при езде поверху, могут быть расположены в узлах главных ферм или же в пределах панелей. Опирацию поперечных балок в узлах главных ферм при езде понижу мешают узловые подушки, тяжи и раскосы глав-

ных ферм. Однако, экономические сравнения показывают, что расположение поперечных балок в узлах все же выгоднее, требуя меньшей затраты лесного материала на пролетные строения.

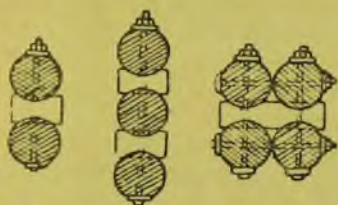
По своей конструкции поперечные балки в мостах с ездой понизу могут быть в виде:

- 1) балок из пакетов бревен или брусьев;
- 2) составных балок на шпонках и колодках;
- 3) сквозных балок решетчатых ферм;
- 4) балок с металлическим шпренгелем;
- 5) металлических балок из прокатных двутавров.

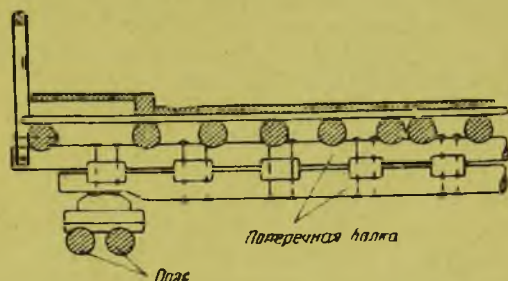
1. Поперечные балки из пакетов бревен в зависимости от ширины моста и расчетной нагрузки состоят из двух, трех или четырех бревен, связанных болтами (фиг. 310).

2. Балки составного сечения на шпонках или колодках устраивают из двух, трех или четырех бревен или брусьев (фиг. 311 и 312). На балки составного сечения лесного материала требуется меньше, чем на балки из пакетов; однако, в эксплуатационном отношении составные балки уступают пакетным вследствие постепенного ослабления шпонок и колодок от действия временной нагрузки и усушки дерева и необходимости периодического осмотра балок для подбивки шпонок и подтяжки болтов.

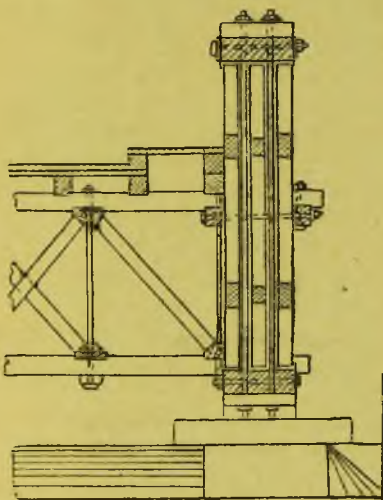
3. Сквозные балки в виде решетчатых ферм применяются в пролетных строениях под тяжелую нагрузку при большой ширине проезда. На фиг. 313 изображен поперечный разрез моста с проезжей частью, опирающейся на сквозную поперечную



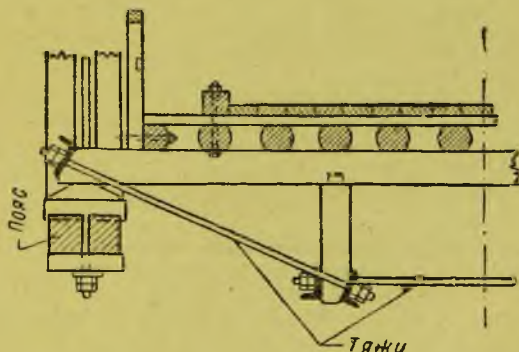
Фиг. 311. Поперечные балки составного сечения.



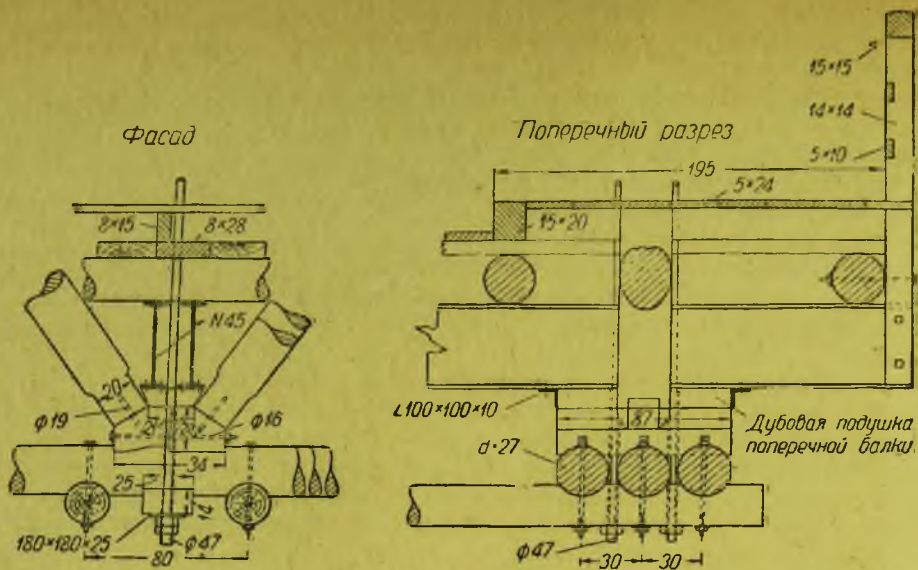
Фиг. 312. Поперечная балка составного сечения на колодках.



Фиг. 313. Поперечное сечение моста с решетчатой поперечной балкой.



Фиг. 314. Поперечная балка с металлическими шпренгелями.



Фиг. 315. Поперечная балка из прокатных двутавров.

балку системы Гау. Решетчатые поперечные балки в настоящее время наиболее часто применяются или в виде фермочек Гау или же в виде дощатых гвоздевых балок.

4. Поперечные балки с металлическими шпренгелями состоят из деревянного бруса (одиночного или двойного) со шпренгелем из металлических тяжей и деревянными стойками (фиг. 314). Тяжи натягивают при помощи имеющихся на их концах гаек. Применение металлических шпренгелей наиболее целесообразно для усиления поперечных балок в случае необходимости пропуска по мосту тяжелой нагрузки.

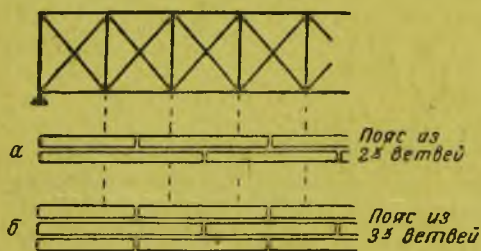
5. Металлические поперечные балки из прокатных двутавров (фиг. 315) применяются при тяжелой временной нагрузке, большой ширине моста и ограниченной строительной высоте конструкции. Применение металлических двутавровых балок освобождает от необходимости устройства сложных сквозных или шпренгельных поперечных балок и целесообразно в таких случаях, когда имеется возможность получения необходимого количества прокатного металла.

§ 48. Конструктивные детали главных ферм системы Гау

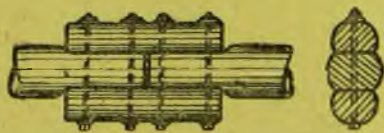
Пояса

Пояса ферм Гау составляют из 1—5 брусьев или бревен, располагаемых в одном уровне. Между бревнами оставляют зазоры для пропуска металлических стоек-тяжей.

Наиболее часто пояса составляют из 2, 3, 4 брусьев; значительно реже из 1 или 5.



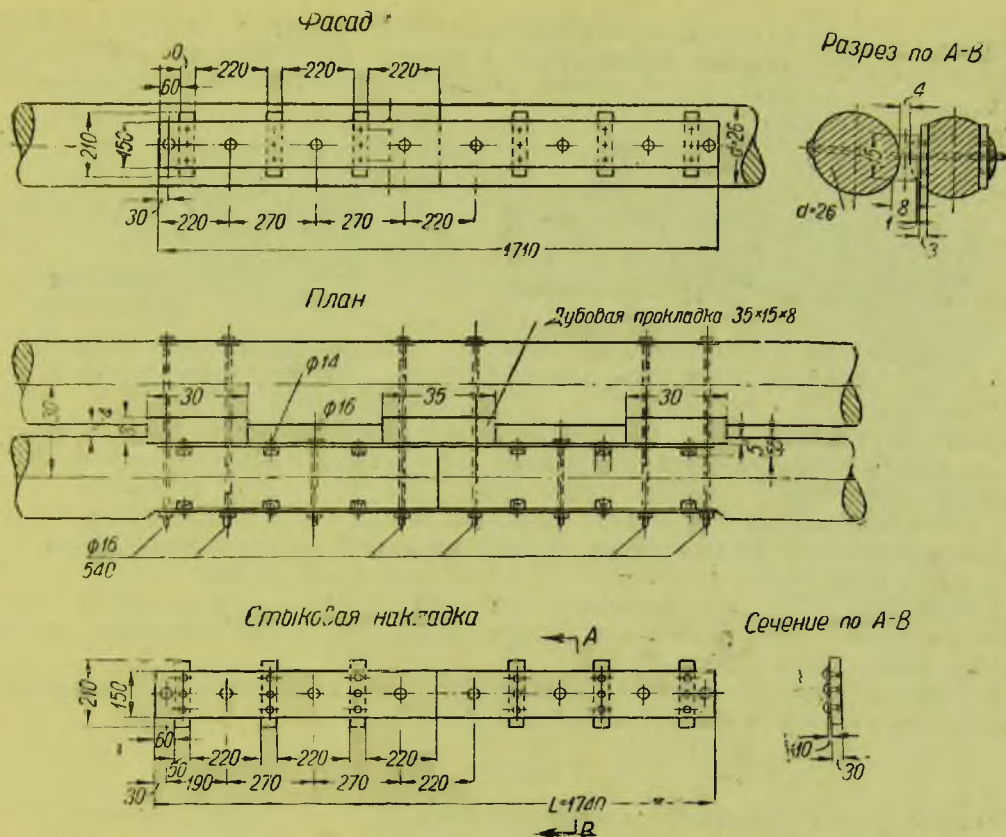
Фиг. 316. Размещение стыков в поясах ферм Гау.



Фиг. 317. Стык с деревянными накладками.

Сечение поясов обычно делают одинаковым на всей длине ферм, поэтому подбор сечения пояса производят для одной наиболее напряженной панели пролетного строения.

Бревна и брусья составных поясов для совместной их работы стягивают горизонтальными болтами с прокладками или шпонками.



Фиг. 318. Перекрытие стыка пояса металлическими шпоночными накладками.

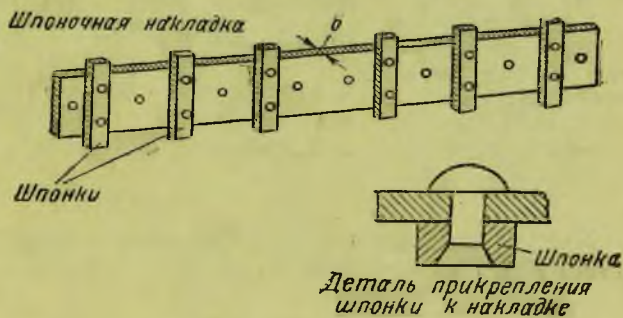
Стыки поясов располагают обычно в пределах панелей, избегая слишком больших ослаблений сечения поясов около узлов.

Стыки рекомендуется располагать вразбежку, устраивая по одному (фиг. 316, а) или не более двух (фиг. 316, б) стыков в каждой панели. Иногда применяемое устройство стыков всех ветвей пояса в одном сечении нельзя рекомендовать вследствие меньшей надежности такого сопряжения. Стыки поясов перекрывают деревянными или металлическими накладками.

Деревянные накладки (фиг. 317) применяют только в мостах под легкую нагрузку для перекрытия стыков сжатых поясов. Обычно же стыки обоих поясов перекрывают парными металлическими накладками с металлическими же шпонками (фиг. 318). Накладки делают из листового железа (фиг. 319) толщиной 8—10 мм; шпонки соединяют с накладками заклепками диаметром 14—17 мм, имеющими потайные головки со стороны врубки в дерево (фиг. 319). Возможно также соединение шпонок с накладками при помощи электросварки.

Накладки, как правило, располагают вертикально. При работе стыкуемого элемента пояса на местный изгиб допускают горизонтальное расположение накладок, дающее больший момент инерции.

В случае применения горизонтальных шпоночных накладок ставят также дополнительные узкие вертикальные накладки без шпонок, на болтах (фиг. 320).

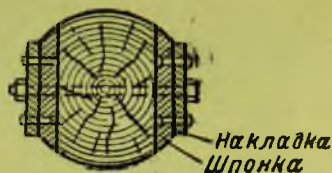


Фиг. 319. Деталь металлической шпоночной накладки.

Недостаток горизонтальных накладок заключается в опасности быстрого загнивания элементов пояса в месте соприкосновения с нижней накладкой, где легко может задерживаться влага. Поэтому применение стыков с горизонтальными накладками не может быть рекомендовано.



Фиг. 320. Стык с горизонтальными шпоночными накладками.



Фиг. 321. Накладка с трапециoidalными шпонками.

Одновременное перекрытие стыка вертикальными и горизонтальными накладками по всей высоте и ширине бруса (коробчатый закрытый стык) недопустимо вследствие легкой загниваемости.

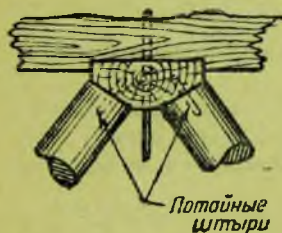
В целях экономии металла ширину стыковых накладок принимают менее высоты стыкуемых элементов; длина шпонок, определяемая работой на смятие дерева под шпонками, в этом случае остается равной высоте стыкуемого бруса.

В накладках, перекрывающих бревенчатые пояса, для экономии металла на шпонки и полного использования врубок для работы на смятие, иногда применяют шпонки трапециoidalной формы (фиг. 321).

Для равномерного распределения усилий между шпонками число шпонок в каждой полунакладке не должно быть более 3—4.

Раскосы

Раскосы ферм Гау делают прямоугольного или круглого сечения. Сечение основных раскосов обычно состоит из двух элементов, обратные же раскосы делают одинаковыми. В фермах больших пролетов под тяжелую нагрузку основные раскосы могут быть тройными, обратные же тогда — двойными. В местах взаимного пересечения раскосы стягивают болтами с постановкой в случае необходимости прокладок. Ветви раскосов составного сечения для совместной работы на сжатие стягивают болтами с прокладками или шпонками.

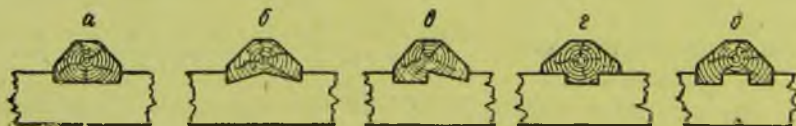


Фиг. 322. Устройство потайных штырей в сопряжении подкосов с подушкой.

В местах примыкания раскосов к подушкам для центрирования сопряжения при сборке ставят деревянные шипы или металлические потайные штыри (фиг. 322). Штыри служат также для предохранения раскосов от смещения со своих мест в случае отставания их торцов от подушек, наблюдающегося в мостах системы Гау под влиянием усушки ферм, обмятий в сопряжениях и врубках, а также от ослабления тяжей.

Подушки

Узловые подушки в фермах Гау обычно делают из дерева. Наиболее употребительны при этом подушки из брусьев, расположенных волокнами перпендикулярно

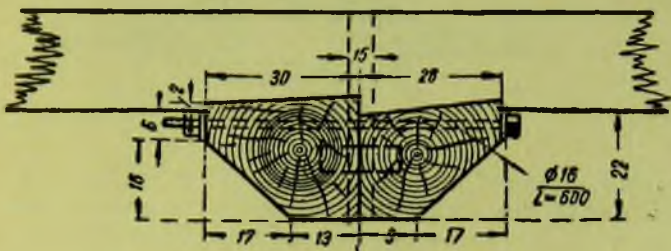


Фиг. 323. Типы деревянных узловых подушек ферм Гау.

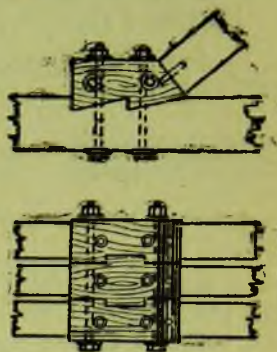
к плоскости ферм. Так как в этом случае давление, передаваемое торцами раскосов, действует на подушки поперек волокон, то их приходится делать из более прочного леса (дуб, сосна лучшего качества). Основные типы деревянных подушек, применяемых в фермах Гау, приведены на фиг. 323. При больших усилиях, передаваемых

раскосами, подушки делают зубчатыми (фиг. 323, б, в, г, д). Широкие подушки делают составными из двух брусьев, связанных деревянными потайными шипами и болтами (фиг. 324).

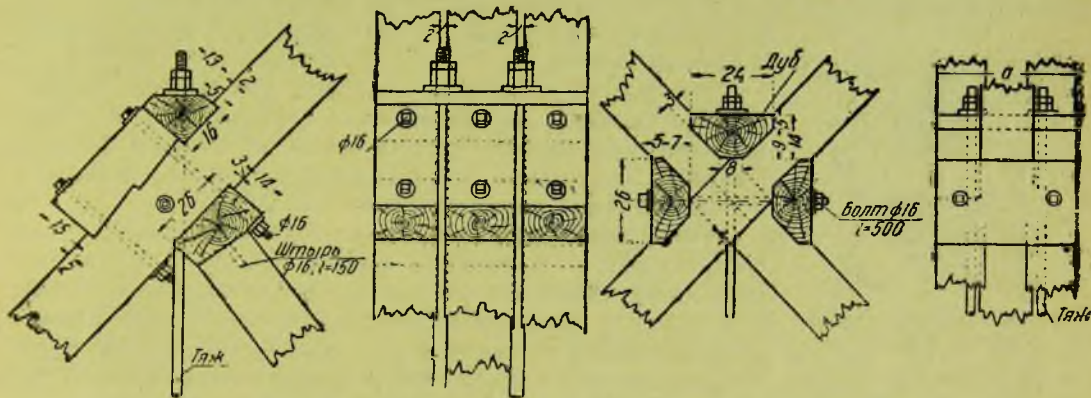
В целях экономии высококачественного леса иногда применяют подушки из того же лесного материала, который используется для основных элементов пролетного строения. В этом случае каждую подушку составляют из нескольких брусьев, располагаемых волокнами вдоль пояса ■ сплавляемых взаимной врубкой и болтами (фиг. 325).



Фиг. 324. Составная деревянная подушка.



Фиг. 325. Составная подушка из лесного материала обычного качества.



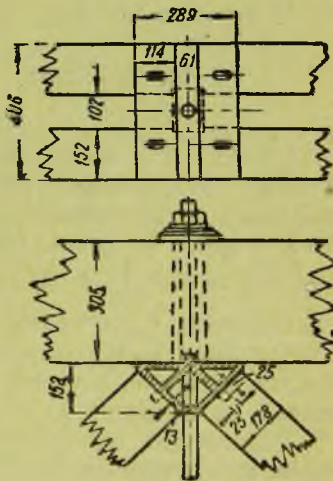
Фиг. 326. Детали сопряжения дополнительных подвесок с раскосами.

В фермах Гау с ездой понизу и дополнительными подвесками необходимо устройство специальных подушек для закрепления верхних концов дополнительных тяжей. Устройство этих подушек представлено на фиг. 326.

Узловые подушки ферм Гау могут быть и металлическими.

В мостах Гау часто применяли металлические подушки в виде чугунных литых башмаков. На фиг. 327 представлен узел с чугунной подушкой простейшего типа: подушка удерживается от сдвига гребнем, врезанным в пояс.

В настоящее время рациональнее применение металлических подушек, образованных из листового железа со сварными соединениями.



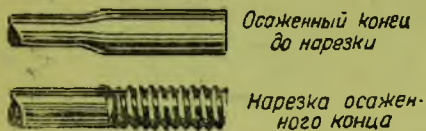
Фиг. 327. Узел фермы Гау
с чугунной подушкой.

Тяжи ферм Гау

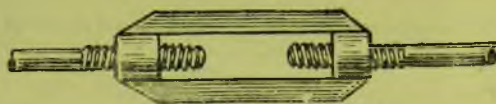
Тяжи ферм Гау работают всегда на растяжение; их делают из круглого железа диаметром от 2 до 10 см. Для удобства сборки и облегчения натяжения ферм тяжи обычно снабжают с обеих сторон нарезкой для гаек. Перед нарезкой концы тяжей нагревают до светлокрасного каления и осаживают настолько, чтобы сечение тяжа, ослабленное нарезкой, было не менее основного сечения (фиг. 328).

При осаживании концов металлических тяжей в металле могут появиться повреждения (например, при слишком быстром охлаждении). Поэтому иногда из предосторожности отказываются от осаживания концов тяжей и идут на увеличение расхода металла, вызываемое необходимостью утолщения тяжей.

Концы тяжей закрепляют гайками и контргайками. Контргайки необходимы для предохранения гаек от развинчивания при сотрясениях от прохода по мосту времен-



Фиг. 328. Нарезка конца тяжа.



Фиг. 329. Стяжная муфта.

ной нагрузки. Для удобства подтягивания тяжей их иногда снабжают стяжными муфтами (фиг. 329). Стяжные муфты применяются также для соединения отдельных частей тяжей в случае устройства их по длине из нескольких кусков круглого железа (в случае недостаточной длины круглого железа).

Число тяжей в каждой стойке определяется количеством брусьев (бревен) в поясах. Тяжи пропускают в зазоры между брусьями поясов; поэтому число тяжей на единицу меньше числа брусьев в поясах. При поясах из одного бруса тяжи делают одиночными, пропуская их в отверстия, просверленные в брусьях поясов.



Фиг. 330. Закрепление конца тяжа.

Чем больше число тяжей в стыке, тем труднее осуществить одинаковое их натяжение, а следовательно, и равномерность распределения усилий между отдельными тяжами. Поэтому допускаемое напряжение для двойных, тройных и четверных тяжей снижают (обычно на 20%).

Чтобы гайки тяжей не вдавливались в дерево, под них подкладывают металлические шайбы. Раньше шайбы делали чугунами, теперь же обычно делают из листового железа или обрезков швеллерного железа (фиг. 330). Для распределения усилий от тяжей между брусьями (бревнами) пояса под металлические шайбы ставят деревянные распределительные бруски, часто называемые „подгаечными“. Подгаечные бруски проверяют на смятие под шайбами и на перелом в середине; материалом для них служит дуб или сосна лучшего качества.

§ 49. Примеры конструкции пролетных строений системы Гау

Пролетные строения с ездой поверху

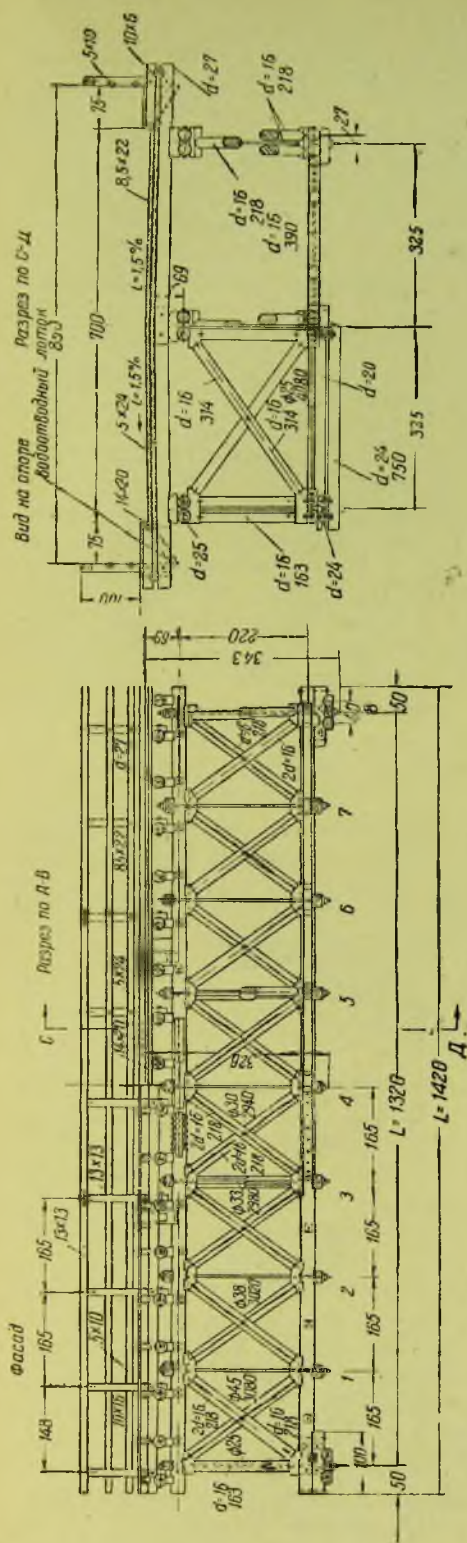
На фиг. 331 приведена конструкция пролетного строения системы Гау с ездой поверху под нагрузку Н8 и Т60 при ширине проезда $A = 7,0$ м. Пролетное строение имеет в поперечном сечении три главные фермы, расположенные на расстоянии 3,25 м друг от друга. Расчетный пролет ферм $l = 14,2$ м; теоретическая высота $h = 2,2$ м $= \frac{1}{6,5} l$. Длина панелей — 1,65 м.

Проезжая часть моста состоит из двойного дощатого настила, уложенного по поперечинам, непосредственно опирающимся на верхние пояса главных ферм. Настилу придан поперечный уклон $i = 1,5\%$ путем подтески постелей поперечин и естественной их коничности.

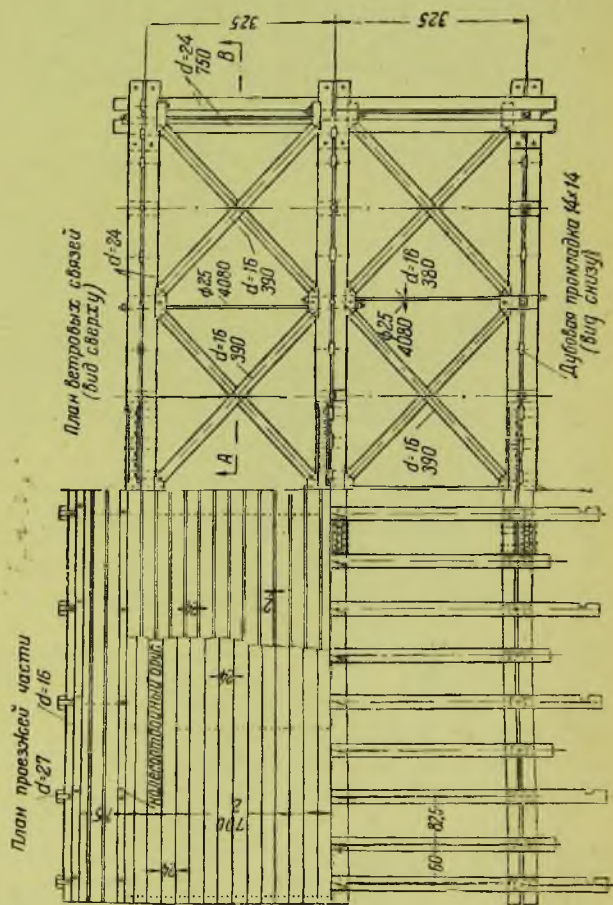
Поперечины, опирающиеся на пояса в пределах панелей, передают свои давления через специальные подушки, распределяющие эти давления на обе ветви каждого пояса.

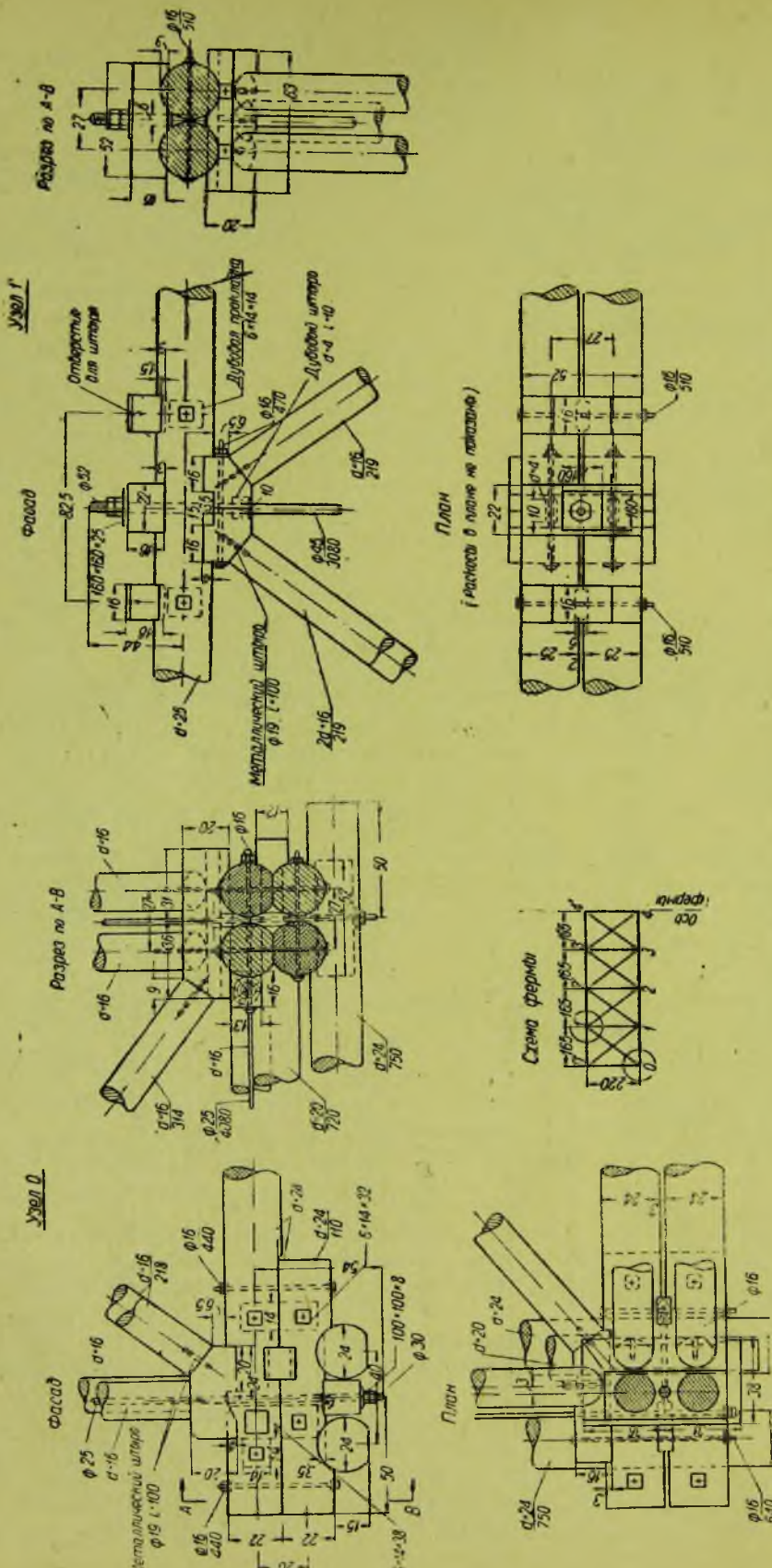
Поперечины закрепляются на центрирующих подушках при помощи металлических штырей, забитых в подушку через поперечину.

Главные фермы запроектированы из круглого леса. Применение в решетчатых пролетных строениях круглого леса имеет свои достоинства и недостатки. К достоинствам круглого леса следует отнести: более полное использование стволов дерева



Фиг. 531. Конструкция пролетного строения системы Гау с ездой поверху.





Фиг. 332. Детали узлов пролетного стропяного системы Гау с ездой поверху.

и меньшее количество отходов, несколько меньшее количество работ при обработке леса, большую стойкость круглого леса против загнивания. К недостаткам круглого леса относятся: трудность отбора леса высокого качества при приемке и некоторое усложнение конструкции по сравнению с пролетными строениями из пиленого леса.

Пояса ферм как верхние, так и нижние состоят каждый из двух бревен, расположенных с зазорами по 2 см. Диаметр бревен верхних поясов $d = 25$ см; нижних поясов $d = 24$ см. Стыки бревен поясов расположены вразбежку по середине панелей и перекрыты металлическими шпоночными накладками.

Восходящие (основные) раскосы главных ферм имеют двойное сечение, обратные раскосы образованы из одного бревна. В пересечениях прямые и обратные раскосы связаны болтами. Концы раскосов упираются в дубовые узловые подушки и центрированы при помощи потайных металлических штырей. Подушки составные, из двух частей, связанных потайными дубовыми шпонками и стянутых болтами. Металлические тяжи, пропущенные в зазоры между бревнами поясов (с подрубкой бревен), передают свое усилие поясам при помощи металлических шайб и дубовых подгаечных брусьев, распределяющих усилие тяжа на обе ветви пояса.

Продольные ветровые связи устроены только в плоскости нижних поясов. Связи имеют крестовую систему и образованы из диагоналей круглого сечения, упирающихся своими концами в подушки, врубленные сбоку во внутренние ветви поясов, и из металлических тяжей, связывающих главные фермы попарно. Кроме того, пролетное строение имеет вертикальные поперечные связи, расположенные над опорами и в узлах 3 и 5. Вертикальные связи устроены из подкосов круглого сечения, упирающихся в узловые подушки главных ферм.

Наиболее характерные детали узлов и сопряжений описанного пролетного строения приведены на фиг. 332.

Другой характерный пример пролетного строения системы Гау с ездой поверху приведен на фиг. 333 (см. вклейку). Пролетное строение рассчитано под нагрузку Н8 при ширине проезда 6,5 м.

В поперечном сечении моста имеются три главные фермы, расположенные на расстоянии 3 м друг от друга. Расчетный пролет ферм $l = 21,2$ м; теоретическая высота $h = 3,2$ м или $\frac{1}{0,6} l$. Длина панелей — 2,12 м.

Проезжая часть моста состоит из двойного дощатого настила, продольных и поперечных балок. Настилу придан поперечный уклон в 20‰ путем подтески постелей у бревен, входящих в состав поперечных балок.

Поперечные балки, опирающиеся центрально в узлах главных ферм, уложены в виде пакетов из бревен.

Каждая поперечная балка составлена из четырех бревен, связанных анкерами и болтами.

Нижний ярус бревен поперечных балок — целый на всю ширину моста, верхний же ярус составлен из двух частей, имеющих в середине стык. Передача давлений поперечных балок на верхние пояса главных ферм происходит при помощи специальных центрирующих дубовых подушек.

Пояса ферм как верхние, так и нижние состоят каждый из двух бревен $d = 26$ см, со стыками, расположенными вразбежку по середине панелей.

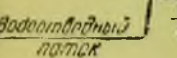
Основные (восходящие) раскосы главных ферм имеют сечение из двух бревен; обратные раскосы образованы из одного бревна. В пересечениях прямые и обратные раскосы связаны болтами. Бревна восходящих раскосов, кроме того, скреплены болтами и деревянными прокладками. Концы раскосов упираются в дубовые узловые подушки и центрированы при помощи дубовых вкладышей.

Металлические тяжи передают свое усилие поясам при помощи металлических шайб швеллерного сечения и деревянных подгаечных брусьев, проходящих на всю ширину моста и служащих одновременно и поперечными схватками горизонтальных ветровых связей.

Верхние и нижние продольные связи — полураскосной системы, расположены в уровне верхнего и нижнего поясов. Диагонали как верхних, так и нижних связей устроены из брусьев, врубленных концами в распорки. Вертикальные поперечные связи расположены над опорами и в узлах 3 и 7. Опорные вертикальные связи

Страницы
утрачены

x



Фиг. 337. Деталь конструкции проезжей части.

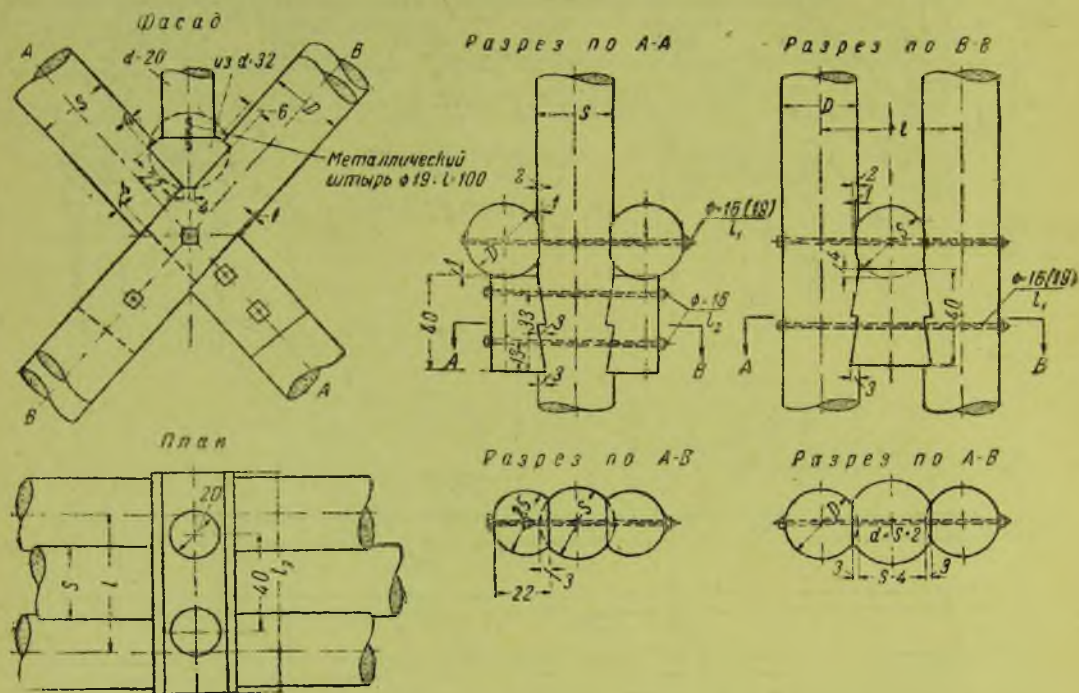
изгиба или смещений раскосов в месте их взаимного пересечения установлены специальные зубчатые подушки, притянутые болтами к раскосам и обеспечивающие передачу давления от дополнительной стойки на нижнюю часть раскосов.

Основные узлы главных ферм (примыкание раскосов к поясам) имеют составные дубовые подушки, образованные из трех (фиг. 339) частей. Раскосы закреплены против смещения по подушкам металлическими потайными штырями.

Продольные связи вдоль нижнего и верхнего поясов имеют крестовую систему. Раскосы связей круглого сечения примыкают к поясам при помощи сосновых подушек, врубленных в боковую поверхность внутренних бревен поясов.

Связи имеют, кроме раскосов, металлические тяжи, попарно стягивающие фермы и поставленные с небольшим эксцентриситетом относительно центра узлов для возможности пропуска горизонтальных и вертикальных тяжей.

В верхних связях, кроме тяжей, устроены деревянные парные поперечные схватки, образованные из пластин, врубленных в верхние пояса в узлах по обе стороны от подушек, поддерживающих поперечные балки проезжей части. Диагонали нижних связей против выпадения прикреплены металлическими потайными штырями к своим узловым подушкам; диагонали же верхних связей прикреплены, кроме того, болтами к поперечным схваткам.



Фиг. 338. Деталь сопряжения дополнительной стойки с раскосами.

Вертикальные поперечные связи в пролетном строении поставлены над опорами и, кроме того, в четырех местах по длине пролета: в узлах 2, 4, 5 и 7 (см. фиг. 336). Диагонали поперечных связей круглого сечения упираются своими концами в скошенные торцы узловых подушек главных ферм.

Пролетные строения с ездой понизу

Пример конструкции пролетного строения с фермами Гау и ездой понизу, рассчитанного под нагрузку Н8 и Т60, при габарите Г7, представлен на фиг. 340.

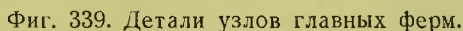
Расчетный пролет главных ферм $l = 21,60$ м; расчетная высота $h = 6,9$ м, расстояние между осями главных ферм 8,2 м.

Значительная ширина моста и тяжелая расчетная нагрузка потребовали применения поперечных балок из решетчатых ферм типа Гау.

Главные фермы пролетного строения выполняются из круглого леса. Пояса образованы каждый из двух бревен; верхние $d = 24$ см, нижние $d = 22$ см. Ветви поясов связаны прокладками и болтами. Восходящие раскосы — двойные, обратные раскосы — одиночные. Ветви восходящих раскосов связаны деревянными прокладками и болтами. Металлические тяжи проходят через зазоры между ветвями поясов и передают свои усилия при помощи металлических шайб и дубовых подгаечных брусев. Детали узлов главных ферм представлены на фиг. 341.

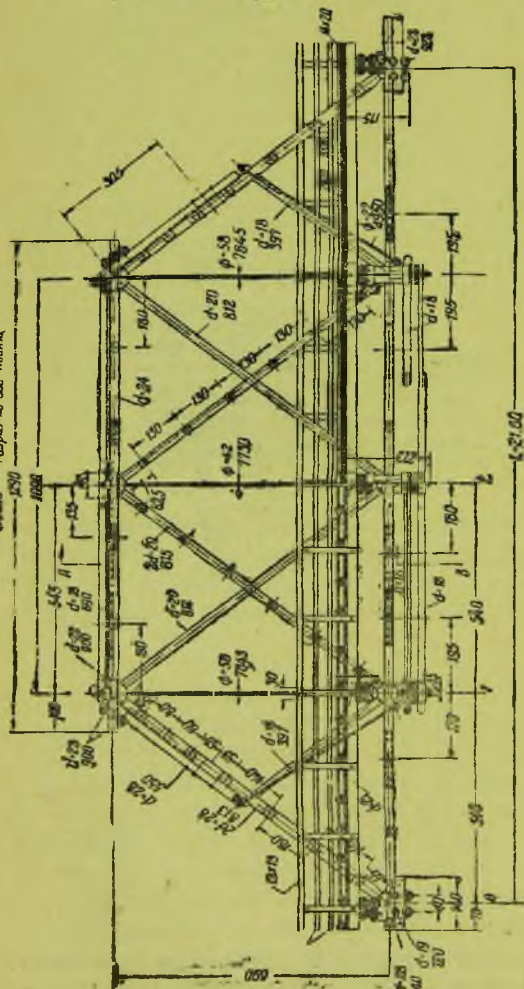
Опорные раскосы служат одновременно и ногами порталных ветровых рам, а потому имеют усиленное сечение из бревен $d = 28$ см, связанных прокладками-колодами.

Стыки элементов поясов расположены в пределах панелей и перекрыты металлическими шпоночными накладками.

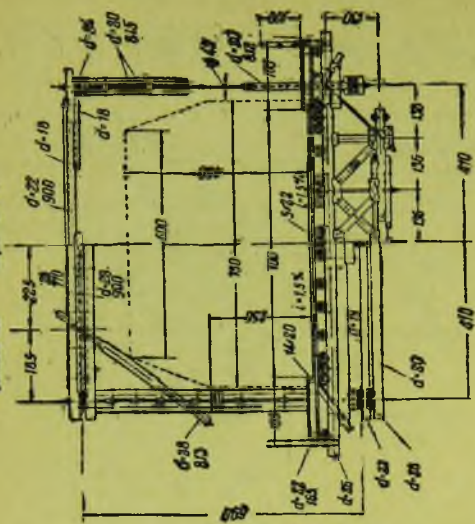


Верхние пояса главных ферм связаны полураскосными ветровыми связями, образованными из поперечных распорок и прикрепленных к ним полураскосов.

Размер по оси шпалы

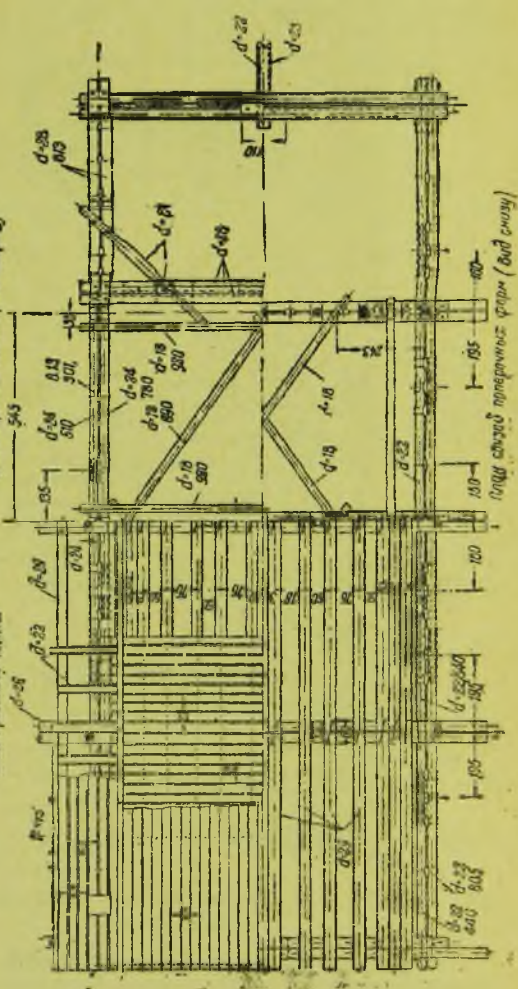


Внутренний диаметр



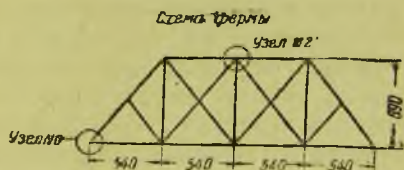
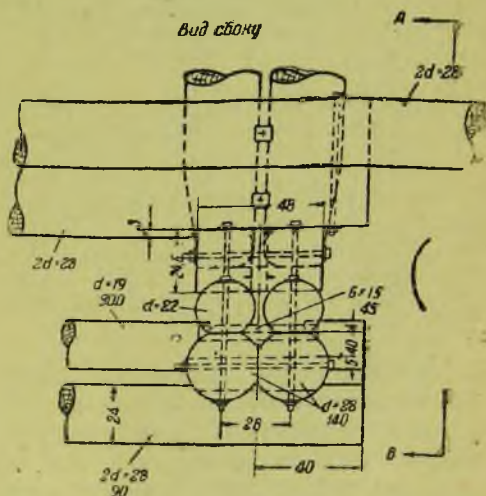
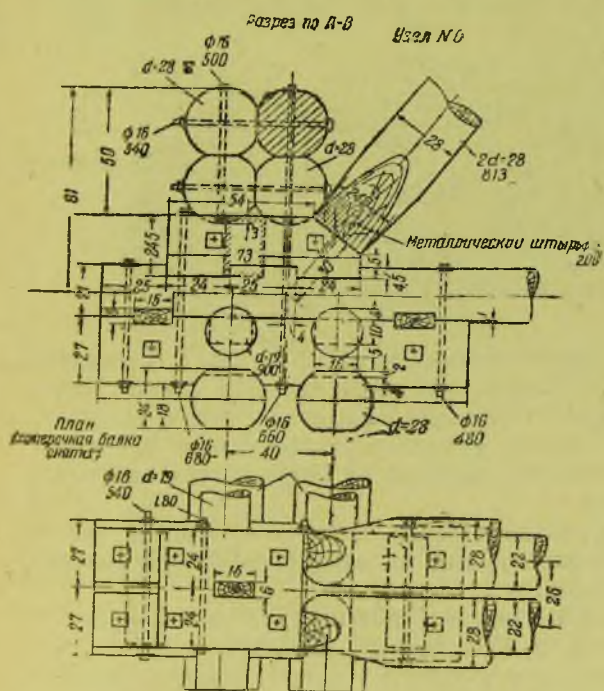
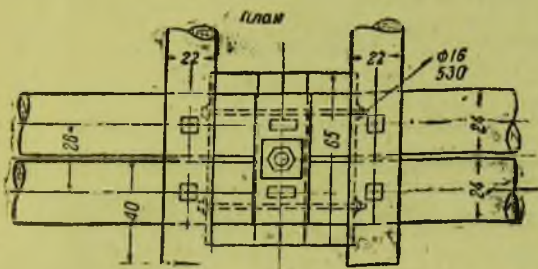
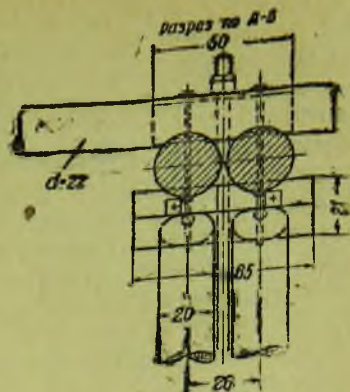
План трассы моста

План верхнего пояса (вид сверху)



План стоек промежуточных опор (вид снизу)

Фиг. 340. Конструкция пролетного строения системы Гау с ездой понизу.



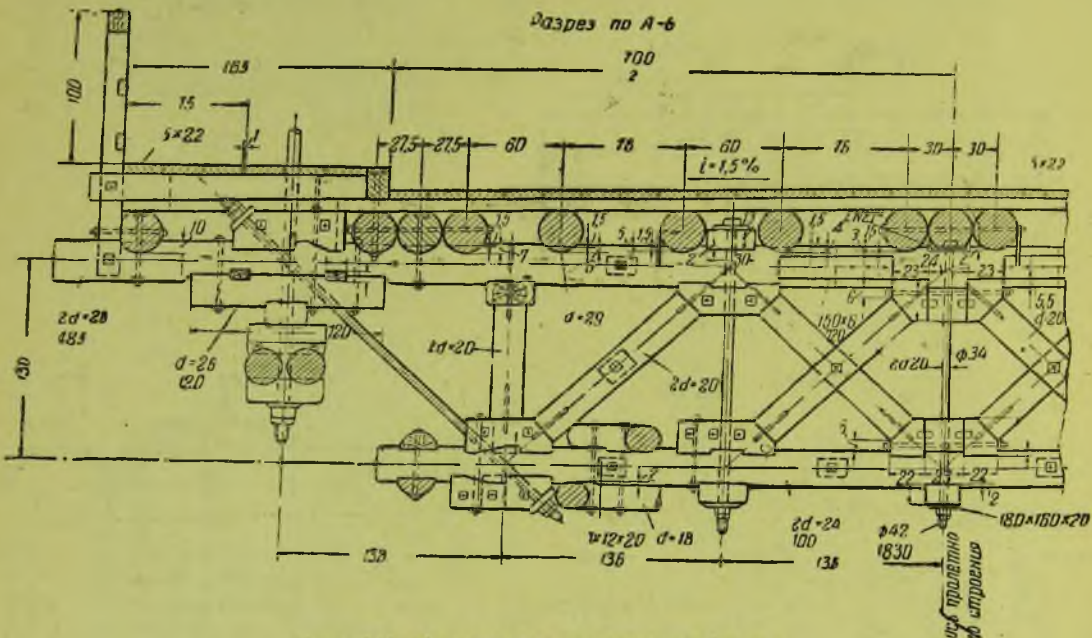
Портальные рамы, расположенные в плоскостях опорных расколов, имеют сверху распорку из трех бревен и подкосы из одиночных бревен.

Наиболее характерная особенность рассматриваемого пролетного строения заключается в применении в нем решетчатых поперечных балок (фиг. 342). Эти балки запроектированы в виде ферм типа Гау, пояса которых состоят каждый из двух

бревен: верхний $d=26$ см, нижний $d=24$ см. Раскосы основные — из двух бревен, обратные — одиночные. Металлические тяжи пропущены между ветвями поясов и закреплены на концах при помощи металлических шайб и деревянных подгаечных брусков. Концы опорных (наклонных) тяжей закреплены при помощи деревянных зубчатых коротышей.

Узловые подушки — составные, образованные из элементов, волокна которых направлены параллельно плоскости фермы; исключение составляют лишь средние подушки, образованные из трех брусков, волокна которых перпендикулярны плоскости фермы.

Поперечные балки опираются через специальные подбалки на центрирующие подкладки, лежащие на узловых подушках главных ферм. Металлические тяжи главных ферм пропущены между ветвями верхних поясов поперечных балок. Благодаря центральной (узловой) передаче давления поперечных балок на главные фермы нижние пояса главных ферм работают на чистое растяжение, без местного изгиба.



Фиг. 342. Решетчатая поперечная балка.

Нижние пояса поперечных балок, расположенных в узлах 1, 2 и 3, связаны крестовыми связями из бревен $d=18$ см. Однако, эти связи не могут создать необходимой горизонтальной жесткости пролетного строения в уровне нижних его поясов, главным образом потому, что при езде понизу в уровне нижних поясов пролетное строение воспринимает большие горизонтальные давления от ветра и горизонтальные удары от движущейся временной нагрузки.

Поэтому отсутствие нижних связей в рассматриваемом пролетном строении нужно считать существенным недостатком конструкции. Связи же между поперечными балками сами по себе не имеют практического смысла.

Другой пример конструкции пролетного строения системы Гау с ездой понизу и расчетным пролетом $l=31,5$ м приведен на фиг. 343 (см. вклейку).

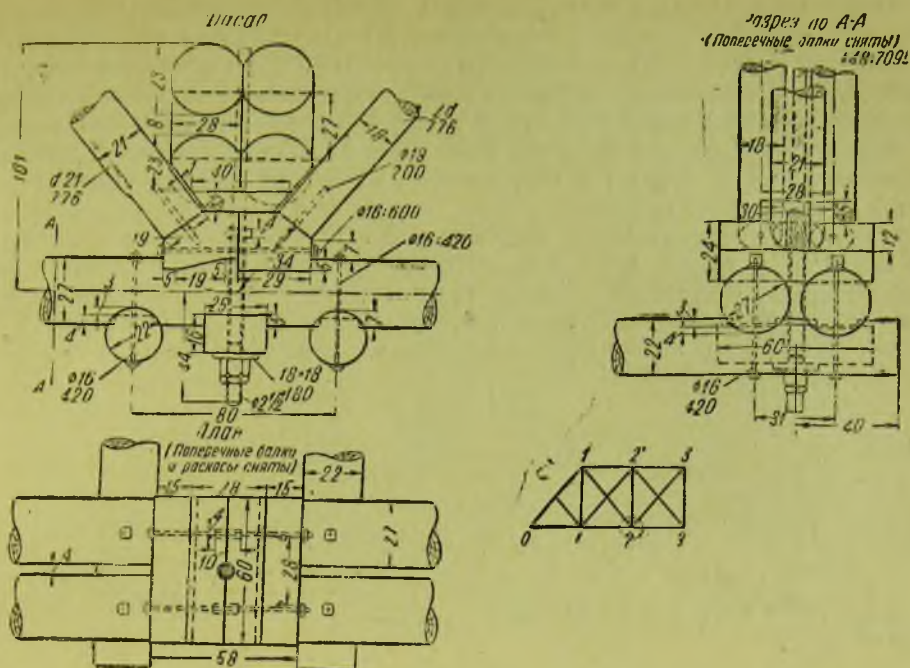
Пролетное строение запроектировано под нагрузку Н8 при ширине проезда $A=5,5$ м и образовано в основном из круглого леса.

Прогоны проезжей части опираются на поперечные балки, составленные каждая из 4 круглых бревен, связанных колодками и стянутых болтами.

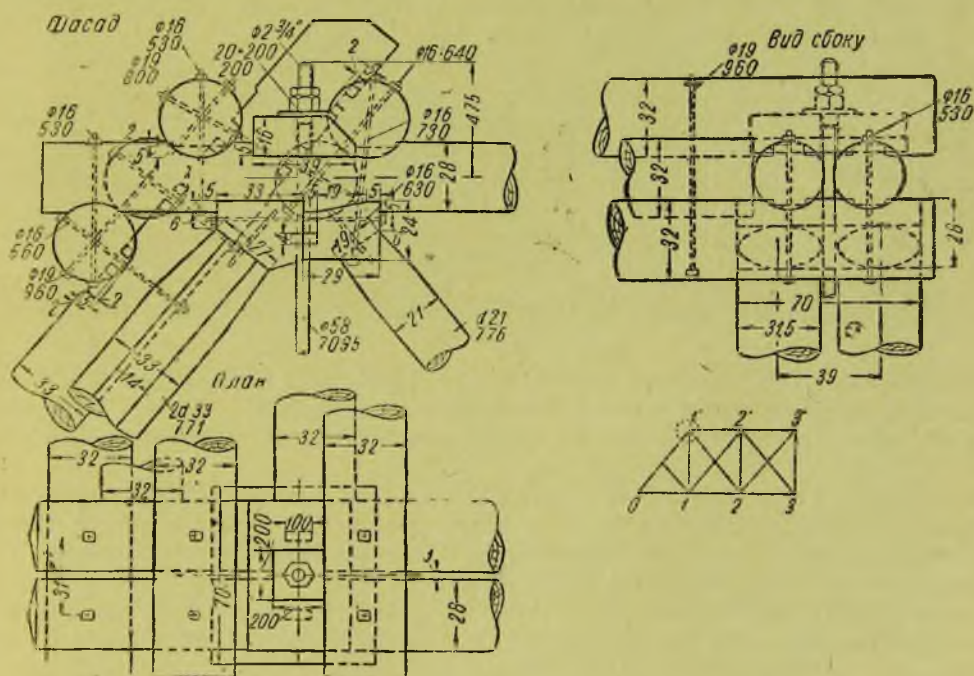
Поперечные балки своими концами опираются центрально на узлы главных ферм. Для этого над узловыми подушками главных ферм положены специальные деревянные подкладки, служащие опорами для поперечных балок (фиг. 344).

Тротуары расположены снаружи ферм и поддерживаются выпущенными концами верхних бревен поперечных балок.

Главные фермы состоят из поясов, перекрещивающихся раскосов и тяжей.



Фиг. 344. Деталь нижнего узла пролетного строения Гау с ездой понизу.



Фиг. 345. Деталь верхнего узла с примыканием распорки порталной рамы.

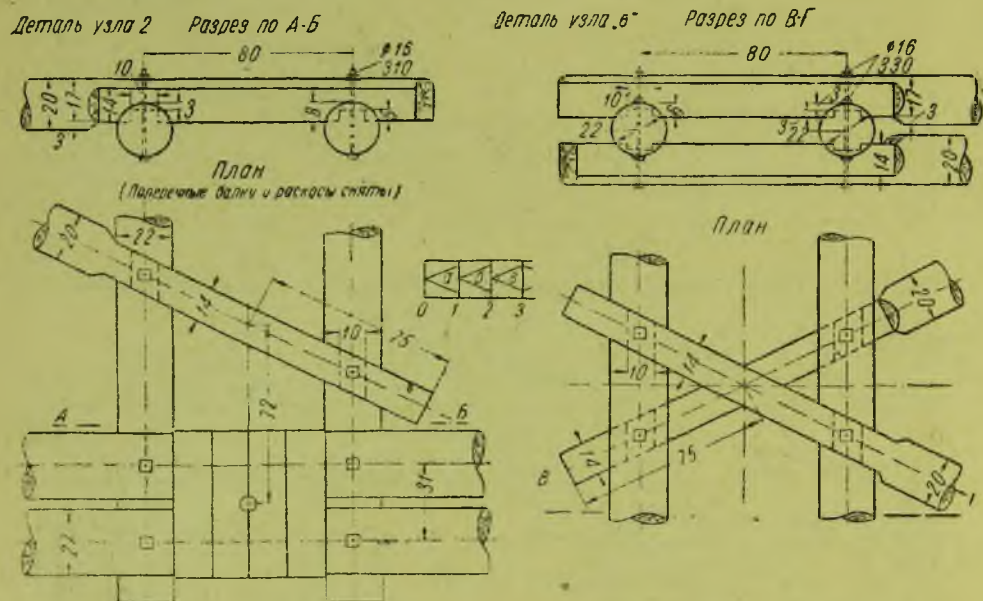
Опорные раскосы, входящие в состав portalной ветровой рамы, состоят из двух бревен $d = 33$ см, связанных колодками и болтами. Полураскос в первой панели служит для уменьшения свободной длины опорного раскоса. Тяжи главных ферм проходят между ветвями поперечных балок и через щели, имеющиеся между бревнами пояса. Под шайбы гаек тяжей подложены дубовые распределительные бруски.

Ветви элементов, составленных из двух бревен (пояса и восходящие раскосы), связаны деревянными прокладками и болтами. Стыки поясов, перекрытые металличе-

скими шпоночными накладками, расположены около четвертей панелей и устроены вразбежку. Однако, в некоторых панелях имеется расположение стыков обеих ветвей пояса в одной панели, что для нижнего пояса (см. вторую панель) нежелательно.

Поперечная жесткость пролетных строений достигается устройством горизонтальных продольных связей вдоль верхнего и нижнего поясов. Обе фермы горизонтальных связей имеют полураскосную решетку, состоящую из горизонтальных поперечных схваток, прикрепленных к поясам, и полураскосов, связанных с этими схватками, врезанных в них и притянутых болтами.

Для передачи горизонтальной опорной реакции верхних связей на опоры моста служат порталные ветровые рамы в плоскостях опорных раскосов. Ногами рам служат опорные раскосы; распорки составлены из 5 бревен, связанных болтами. Подкосы порталной рамы заведены между обеими ветвями распорок, врублены в них и связаны с ними болтами. Нижние концы подкосов врезаны в опорные раскосы и также стянуты с ними болтами.



Фиг. 346. Деталь сопряжения элементов горизонтальных ветровых связей.

Верхние бревна распорок заводятся в узел (фиг. 345) и связываются с поясами. Вторые бревна прерываются в месте примыкания их к верхним поясам. Третье бревно передней части распорки примыкает снизу к выступающему концу бревен верхнего пояса.

Для передачи вертикальной опорной реакции пролетного строения нижние пояса в опорных узлах усилены подбалками, связанными с поясом шпонками и болтами. Давление на опоры передается через опорные (мауерлатные) брусья (лежни).

Деталь сопряжения верхнего пояса с опорными раскосами и распоркой порталной рамы изображена на фиг. 345. Опорный и обратный раскосы упираются в зубчатую узловую подушку составного сечения из двух дубовых брусьев, сплоченных при помощи потайных шипов и болтов.

Концы подкосов в месте примыкания к подушке подрублены. Тяж главной фермы проходит через подушку в щель между бревнами пояса и передает свое усилие поясам через дубовый распределительный коротыш. Поверх пояса по обе стороны от распределительного коротыша лежат верхние бревна-распорки порталной рамы. Взаимная связь всех элементов осуществляется постановкой необходимого количества болтов.

Деталь сопряжения раскосов с нижним поясом показана на фиг. 344.

Детали сопряжений распорок и диагоналей нижних горизонтальных ветровых связей приведены на фиг. 346. Полураскосы связей соединены с распорками простыми

врубками и притягиваются к ним болтами. Аналогичные врубки применены и для сопряжений элементов верхних ветровых связей.

Пример конструкции пролетного строения большого пролета $l = 52,5$ м с фермами Гау, имеющими полигональный верхний пояс, приведен на фиг. 347 (см. вклейку).

Пояса фермы составлены каждый из трех бревен, расположенных с зазорами для пропуска металлических тяжей. Бревна связаны болтами с прокладками. Основные раскосы главных ферм имеют сечение из двух бревен, между которыми проходят обратные раскосы одиночного сечения. Раскосы в узлах упираются в дубовые подушки и укреплены потайными штырями. Подушки имеют составное сечение из двух частей, стянутых болтами. Стыки бревен нижнего пояса располагаются в панелях; одновременно стыкуются все ветви пояса и перекрываются металлическими шпоночными накладками.



Фиг. 348. Общий вид портальной рамы.

Стыки верхних поясов устроены в узлах. Бревна верхних поясов при этом упираются друг в друга впритык и передают давление непосредственно торцами. Для укрепления стыков в промежутках между бревнами пояса положены деревянные прокладки. Стыки верхних поясов укреплены, кроме того, горизонтальными поперечными схватками, уложенными поверх пояса и связывающими обе фермы, а также отчасти и деревянными подгаечными брусками. Подобного рода сопряжения без применения металлических накладок обладают простотой, однако вызывают сомнение в достаточной их жесткости.



Фиг. 349. Общий вид моста с пролетными строениями системы Гау с полигональными верхними поясами.

Поперечные балки проезжей части трехрусного составного сечения на колодках укладываются центрально в узлах главных ферм и непосредственно опираются на дубовые узловые подушки.

Поперечная жесткость пролетного строения осуществляется устройством двух систем продольных связей вдоль верхнего и нижнего поясов. Распорками верхних связей служат поперечные схватки, расположенные поверх верхнего пояса в узлах главных ферм. Диагонали верхних связей из круглых бревен уложены поверх этих схваток, врублены в них и притянуты к ним болтами (фиг. 347).

Для передачи опорного давления верхних ветровых связей опорам моста устроены порталные ветровые рамы в плоскостях опорных раскосов главных ферм (фиг. 348). Ногами portalной рамы служат опорные раскосы, имеющие тройное составное сечение на шпонках. Верхняя распорка рамы состоит из трех бревен, связанных колодками. Полурамы связаны с распорками и ногами рамы взаимными врубками и болтами. Для уменьшения свободной длины опорного раскоса, работающего на сжатие с продольным изгибом, поставлены дополнительные полурамы и тяжи, закрепляющие середину раскоса.

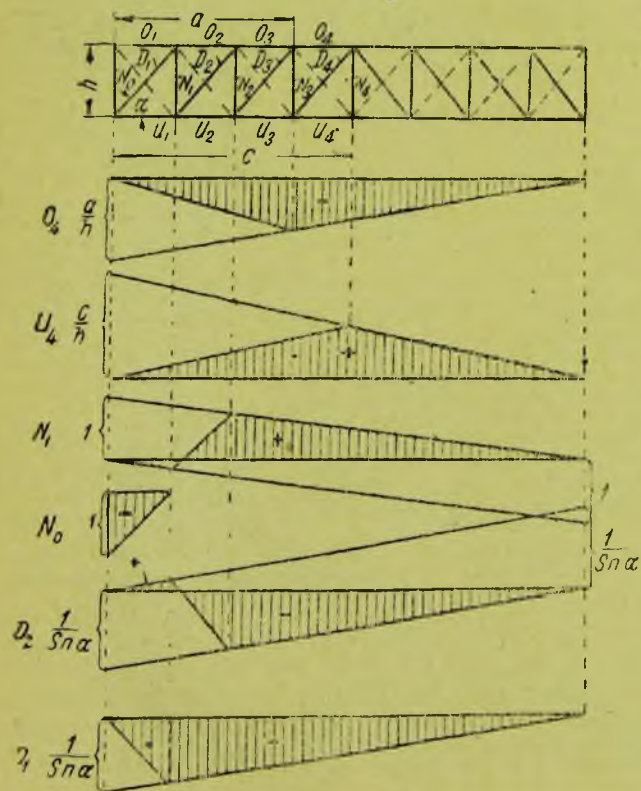
Детали основных узлов и сопряжений рассмотренного пролетного строения приведены на фиг. 347.

Благодаря рационально выбранной схеме главных ферм с полигональным верхним поясом, разгружающим решетку, центральной передаче давлений от проезжей части на узлы главных ферм, а также чрезвычайной простоте устройства узловых сопряжений и стыков, рассмотренное пролетное строение обладает весьма хорошими экономическими характеристиками, требуя значительно меньшей затраты лесного материала и металла сравнительно с обычными типами пролетных строений системы Гау.

Общий вид моста системы Гау с полигональным верхним поясом приведен на фиг. 349.

§ 50. Расчет ферм системы Гау

Линии влияния усилий в фермах Гау



Фиг. 350. Линии влияния усилий в элементах фермы Гау с ездой поверху.

При расчете ферм системы Гау принято предполагать, что сопряжения в узлах ферм шарнирны. Кроме того, обычно пренебрегают влиянием начального натяжения тяжей ферм и считают, что в ферме работают только основные восходящие раскосы, обратные же раскосы не учитывают.

Тогда ферма Гау превращается в простую раскосную систему, усилия в элементах которой могут быть определены обычными методами статики сооружений. Такой способ расчета обладает достаточной точностью и, как указывается ниже, не дает существенных расхождений с более точным способом, учитывающим начальное натяжение тяжей.

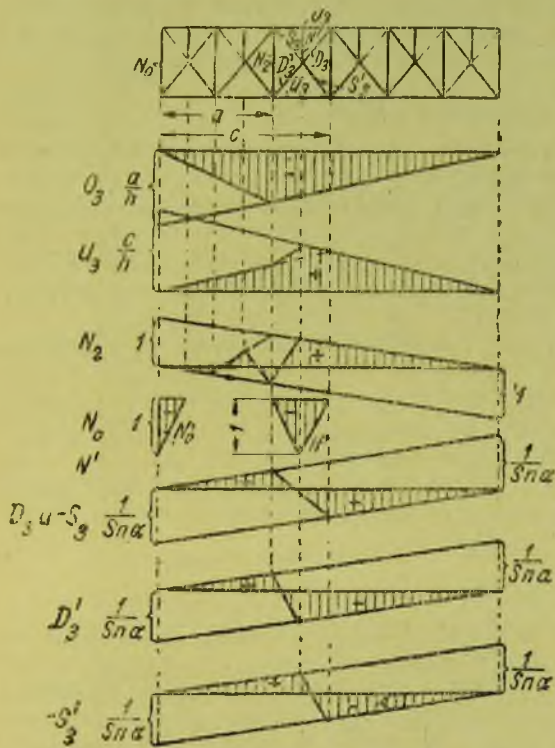
Для определения наибольших усилий в элементах фермы удобнее всего пользоваться линиями влияния.

Линии влияния для основных элементов фермы Гау с ездой поверху приведены на фиг. 350.

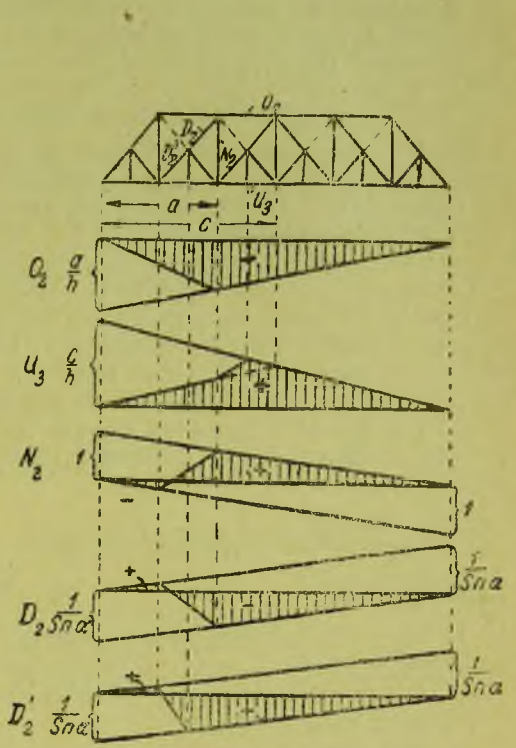
В случае устройства дополнительных стоек, разделяющих по-

полам панели фермы, линии влияния имеют вид, изображенный на фиг. 351. При этом линии влияния получены в предположении, что дополнительные стойки передают свое давление нижним узлам фермы через нижние части раскосов.

Линии влияния для ферм Гау с дополнительными шпренгельными тяжами и ездой понизу приведены на фиг. 352.



Фиг. 351. Линии влияния усилий в элементах фермы Гау с дополнительными стойками и ездой поверху.



Фиг. 352. Линии влияния усилий в элементах фермы Гау с дополнительными шпренгельными тяжами и ездой понизу.

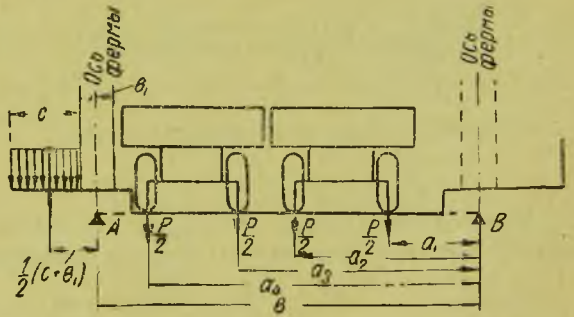
Поперечная установка нагрузки

Для загрузки линий влияния временной нагрузкой и определения наибольших усилий в элементах необходимо предварительно произвести поперечную установку временной нагрузки на мосту. Для пролетных строений с ездой понизу наиболее опасным будет расположение нагрузки возможно ближе к рассчитываемой ферме (фиг. 353) и загрузка прилегающей тротуарной консоли толпой. Давление, которое передается в этом случае рассчитываемой ферме от одного ряда автомобильных осей будет:

$$A = \frac{P}{2b} (a_1 + a_2 + a_3 + a_4) = \frac{\Sigma Pa}{2b} .$$

Коэффициент поперечной передачи временной нагрузки:

$$k = \frac{A}{P} = \frac{\Sigma a}{2b} .$$



Фиг. 353. Поперечная загрузка моста с ездой понизу.

Погонная нагрузка, передаваемая ферме A от загрузки прилегающей к ферме тротуарной консоли:

$$p_A = p_0 c \frac{b + \frac{1}{2}(c + b_1)}{b} = p_0 c \left(1 + \frac{c + b_1}{2b}\right),$$

где p_0 — нагрузка от толпы на 1 м^2 тротуара.

Определение коэффициентов поперечной передачи для главных ферм пролетных строений с ездой поверху производится таким же путем, как и в мостах балочных и подкосных систем.

Определение усилий в элементах ферм Гау

Определение наибольших усилий в элементах ферм Гау сводится к загрузению линий влияния постоянной и временной нагрузками.

Наибольшие усилия в поясах возникают при загрузении временной нагрузкой всего пролета ферм:

$$\max O_n \text{ или } \max U_n = (F_0 + kp + p_A) \omega_n,$$

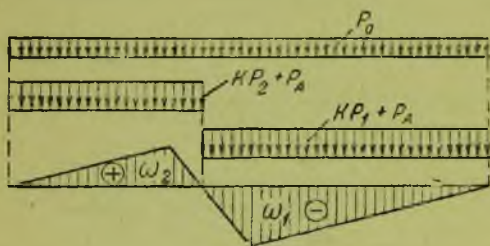
где: p_0 — погонная постоянная нагрузка фермы;

p — эквивалентная временная нагрузка, соответствующая длине и очертанию загруженной линии влияния;

k — коэффициент поперечной передачи;

p_A — погонная нагрузка фермы от толпы на тротуаре;

ω_n — площадь линии влияния усилия в поясе n -ой панели.



Фиг. 354. Загружение линии влияния усилия в раскосе.

В основных раскосах от постоянной нагрузки возникают усилия:

$$D_0 = (\omega_1 - \omega_2) p_0,$$

где ω_1 — отрицательная (сжатие) и ω_2 — положительная (растяжение) площади линии влияния (фиг. 354).

При загрузении временной нагрузкой отрицательного участка линии влияния усилие в основном раскосе от временной нагрузки:

$$D' = \omega_1 (kp_1 + p_A);$$

при загрузении положительного участка:

$$D'' = \omega_2 (kp_2 + p_A),$$

где p_1 и p_2 — эквивалентные временные нагрузки, соответствующие длинам и очертаниям отрицательного и положительного участков линии влияния.

Наибольшее суммарное усилие в основном раскосе:

$$S_{\max} = D_0 + D'.$$

Обратный раскос в рассматриваемой панели включается в работу только при условии

$$D' > D_0.$$

Наибольшее усилие в обратном раскосе

$$Z_{\max} = D' - D_0.$$

Наибольшие усилия в тяжах определяются загрузением временной нагрузкой положительного (растяжение) участка линии влияния:

$$N_{\max} = (\omega_1 - \omega_2) p_0 + \omega_1 (kp_1 + p_A),$$

где: ω_1 и ω_2 — площади участков линии влияния усилия в тяже;

p_1 — эквивалентная временная нагрузка, соответствующая площади ω_1 .

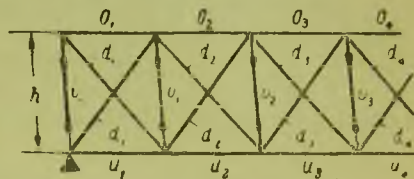
Загружать отрицательный участок нет необходимости, так как в случае перемены знака поперечной силы в рассматриваемой панели включаются в работу обратные

раскосы, расчетная схема фермы изменяется, усилие же в тяже остается растягивающим, но меньшим усилия, определенного нагружением положительного участка линии влияния.

Учет начального натяжения ферм

Выше указывалось, что для улучшения условий работы раскосов ферм Гау и плотного опирания их на узловые подушки необходимо производить начальное натяжение ферм путем натяжения стоек-тяжей при постройке моста.

Рассмотрим влияние этого натяжения на работу фермы и на усилия в отдельных ее элементах (фиг. 355). Предполагая, как и обычно при расчете деревянных мостов, что узловые сопряжения ферм шарнирные, определим усилия в элементах ферм Гау, возникающие при натяжении стоек усилиями v_0, v_1, v_2, \dots , полагая при этом, что стойки натянуты симметрично относительно середины фермы. Под действием этих натяжений в раскосах возникнут сжимающие усилия:



Фиг. 355. К учету начального натяжения в фермах Гау.

$$\begin{aligned} d_1 &= -\frac{v_0}{\sin \alpha}; \\ d_2 &= -(v_1 - v_0) \frac{1}{\sin \alpha}; \\ d_3 &= -(v_2 - v_1 + v_0) \frac{1}{\sin \alpha} \dots \text{и т. д.} \end{aligned}$$

В поясах же растягивающие усилия:

$$\begin{aligned} O_1 = U_1 &= v_0 \operatorname{ctg} \alpha; \quad O_2 = U_2 = (v_1 - v_0) \operatorname{ctg} \alpha; \\ O_3 = U_3 &= (v_2 - v_1 + v_0) \operatorname{ctg} \alpha \dots \text{и т. д.} \end{aligned}$$

Под действием вертикальной нагрузки ферма с зажатými искусственным натяжением раскосами работает как статически неопределимая двухрешетчатая система с числом лишних неизвестных, равным числу панелей.

Усилия в раскосах такой фермы можно определить приближенно, полагая, что поперечная сила в каждой панели распределяется между ними поровну.

Усилия в элементах фермы от вертикальной нагрузки выразятся тогда следующим образом.

Усилия в основных (восходящих) раскосах:

$$D_1 = -\frac{Q_1}{2 \sin \alpha}; \quad D_2 = -\frac{Q_2}{2 \sin \alpha}; \quad D_3 = -\frac{Q_3}{2 \sin \alpha} \dots \text{и т. д.};$$

усилия в обратных раскосах:

$$Z_1 = +\frac{Q_1}{2 \sin \alpha}; \quad Z_2 = +\frac{Q_2}{2 \sin \alpha} \dots \text{и т. д.},$$

где $Q_1, Q_2, Q_3 \dots$ и т. д. — поперечные силы в соответствующих панелях от действия полной вертикальной нагрузки.

Полные усилия в раскосах от вертикальной нагрузки и искусственного натяжения получим, суммируя выведенные выше величины.

Суммарные усилия в основных раскосах:

$$\begin{aligned} D_1 + d_1 &= -\left[\frac{Q_1}{2} + v_0\right] \frac{1}{\sin \alpha}; \quad D_2 + d_2 = -\left[\frac{Q_2}{2} + v_1 - v_0\right] \frac{1}{\sin \alpha}; \\ D_3 + d_3 &= -\left[\frac{Q_3}{2} + v_2 - v_1 + v_0\right] \frac{1}{\sin \alpha} \dots \text{и т. д.} \end{aligned}$$

Аналогично для обратных раскосов:

$$\begin{aligned} Z_1 + d_1 &= +\left[\frac{Q_1}{2} - v_0\right] \frac{1}{\sin \alpha}; \quad Z_2 + d_2 = +\left[\frac{Q_2}{2} - v_1 + v_0\right] \frac{1}{\sin \alpha}; \\ Z_3 + d_3 &= +\left[\frac{Q_3}{2} - v_2 + v_1 - v_0\right] \frac{1}{\sin \alpha} \dots \text{и т. д.} \end{aligned}$$

Под действием временной нагрузки раскосы должны быть всегда сжаты и ни в одном из них не должно возникать растягивающего эффекта, могущего вызвать отставание торцов подкосов от подушек. Для этого необходимо, чтобы при любом наименее выгодном загрузении фермы усилия в обратных раскосах были сжимающими и в крайнем случае доходили до нуля.

Исходя из последнего условия, получим следующие формулы:

$$\left(\frac{Q_1}{2} - v_0\right) \frac{1}{\sin \alpha} = 0; \quad \left(\frac{Q_2}{2} - v_1 + v_0\right) \frac{1}{\sin \alpha} = 0;$$

$$\left(\frac{Q_3}{2} - v_2 + v_1 - v_0\right) \frac{1}{\sin \alpha} = 0 \dots \text{и т. д.},$$

откуда определяются величины необходимых натяжений стоек:

$$v_0 = \frac{Q_1}{2}; \quad v_1 = \frac{Q_1 + Q_2}{2};$$

$$v_2 = \frac{Q_2 + Q_3}{2} \dots \text{и т. д.}$$

Следовательно, начальные натяжения в тросах ферм Гау следует делать равными полусумме расчетных поперечных сил от наименее выгодной загрузки в прилегающих панелях.

Если начальное натяжение ферм будет произведено в соответствии с выведенными выше значениями v_0 ; v_1 ; $v_2 \dots$, то при действии максимальной нагрузки усилия в восходящих (основных) раскосах определяются так:

$$S_1 = D_1 + d_1 = -\frac{Q_1}{\sin \alpha}; \quad S_2 = D_2 + d_2 = -\frac{Q_2}{\sin \alpha};$$

$$S_3 = D_3 + d_3 = -\frac{Q_3}{\sin \alpha} \dots \text{и т. д.}$$

В обратных раскосах тех панелей, где под действием временной нагрузки поперечная сила не меняет своего знака, наибольшие усилия будут во время натяжения ферм при еще ненагруженных фермах:

$$d_1 = -\frac{v_0}{\sin \alpha} = -\frac{Q_1}{2 \sin \alpha}; \quad d_2 = -\frac{v_1 - v_0}{\sin \alpha} = -\frac{(Q_1 + Q_2 - Q_1)}{2 \sin \alpha} = -\frac{Q_2}{2 \sin \alpha};$$

$$d_3 = -\frac{Q_3}{2 \sin \alpha} \dots \text{и т. д.}$$

Фактические же усилия в обратных раскосах при действии постоянной и временной нагрузок не будут превышать значений:

$$Z_{1 \max} = -\frac{Q_1 - Q_{1 \min}}{2 \sin \alpha}; \quad Z_{2 \max} = -\frac{Q_2 - Q_{2 \min}}{2 \sin \alpha};$$

$$Z_{3 \max} = -\frac{Q_3 - Q_{3 \min}}{2 \sin \alpha} \dots \text{и т. д.}$$

В тех панелях, где минимальное значение поперечной силы оказывается отрицательным, формулы, определяющие максимальные усилия в обратных раскосах $Z_{1 \max}$, $Z_{2 \max} \dots$ и т. д. остаются теми же, при условии подстановки значений $Q_{1 \min}$, $Q_{2 \min} \dots$ и т. д. со своим отрицательным знаком.

Полные усилия в стойках от начального натяжения и вертикальной нагрузки:

$$N_n = \frac{1}{2} (Q_n + Q_{n+1}) + \frac{1}{2} (P_n - P_s),$$

где P_n и P_s — нагрузки, действующие в нижнем и верхнем узле рассматриваемой стойки.

Полные усилия в поясах:

$$U_n = \frac{1}{h} \frac{M_{n-1} + M_n}{2} + \frac{1}{2} Q_n \operatorname{ctg} \alpha;$$

$$O_n = -\frac{1}{h} \frac{M_{n-1} + M_n}{2} + \frac{1}{2} Q_n \operatorname{ctg} \alpha.$$

Таким образом, мы приходим к выводу, что начальное натяжение ферм Гау чрезвычайно мало отражается на расчетных усилиях в элементах ферм.

Действительно, наибольшие усилия в основных раскосах не изменяются от начального натяжения ферм.

Усилия в тязях также оказываются равными максимальным усилиям, определяемым без учета начального натяжения. Верхний пояс разгружается от начального натяжения. Нижний же пояс получает добавочные усилия, пропорциональные расчетным поперечным силам в соответствующих панелях; поэтому в наиболее напряженных средних панелях нижнего пояса, где значения Q_n приближаются к нулю, величины дополнительных усилий оказываются весьма незначительными. В панелях же, ближайших к опорам моста, дополнительные усилия хотя и возрастают, но не представляют опасности вследствие всегда имеющихся здесь значительных запасов в сечениях поясов.

И только в обратных раскосах усилия, определяемые при учете начального натяжения ферм, оказываются значительно большими, чем при обычном расчете. Однако, и здесь это не имеет значения, так как в обычных конструкциях ферм Гау сечения обратных раскосов, как правило, приходится назначать со значительным запасом.

Поэтому расчет ферм системы Гау можно производить без учета натяжения, создаваемого при сборке моста.

§ 51. Конструктивные расчеты элементов и сопряжений ферм системы Гау

Пояса

Сечения поясов обычно делают одинаковыми по всей длине ферм, а потому рассчитывать приходится лишь средний элемент, подвергающийся наибольшему усилию.

Так как пояса главных ферм одновременно служат и поясами горизонтальных ветровых связей, то необходимо подсчитать также дополнительные ветровые усилия в поясе (см. § 52).

При расчете элементов ферм на совместное действие вертикальной и ветровой нагрузок Т. У. разрешают увеличивать допускаемые напряжения на 15%. Поэтому учет дополнительных ветровых усилий в поясах следует производить только в том случае, если они превышают 15% величины усилий, вызываемых вертикальной нагрузкой.

При расчете растянутого пояса проверяют наиболее ослабленное врубками и болтами сечение, причем в случае, если соседние врубки или отверстия болтов расположены близко друг к другу, то следует учитывать возможность косо́го разрыва элемента. Проверку напряжений производят по формуле:

$$\sigma = \frac{U}{F_{\text{netto}}} \leq \sigma_p.$$

В поясах, составленных из четырех и более бревен или брусев, возможна некоторая неравномерность работы, а потому допускаемое напряжение на растяжение следует понижать для них на 15%.

Напряжения в сжатых поясах определяют по площади нетто при проверке прочности и по площади брутто при проверке устойчивости на продольный изгиб.

Обычно более опасные результаты дает проверка на продольный изгиб по формуле:

$$\sigma = \frac{O}{F_{\text{расч}}} \leq \sigma_c,$$

где $F_{\text{расч}}$ — расчетная площадь сечения пояса, принимаемая: $F_{\text{расч}} = F_{\text{brutto}}$, когда ослабление сечения пояса не превышает 25% всего сечения, или $F_{\text{расч}} = \frac{4}{3} F_{\text{netto}}$, когда ослабление сечения превышает 25%.

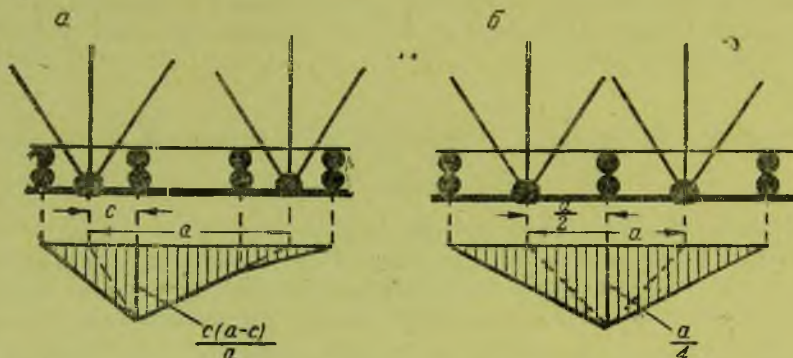
За свободную длину при расчете на продольный изгиб принимают: при проверке на устойчивость в плоскости фермы — длину панели главных ферм, при проверке на устойчивость из плоскости фермы — длину панели ветровых связей.

Если отдельные ветви сечения пояса жестко связаны шпонками или колодками, то проверку напряжений производят, как для составного сечения, по формулам, применяемым при расчете раскосов составного сечения (см. ниже).

Если давление от проезжей части передается главным фермам не в узлах, то, кроме продольных усилий, в поясе возникает местный изгиб. При определении изгибающих моментов в поясах от местного изгиба пояс в пределах панели считают как полузаделанную балку. При этом сначала определяют наибольший изгибающий момент в сечении пояса под поперечной балкой, рассматривая его как простую разрезную балку пролетом a (фиг. 356).

Определение наибольшего изгибающего момента следует производить, пользуясь линией влияния, построенной с учетом узловой передачи нагрузок. Вид линий влияния для случаев расположения поперечных балок в четвертях и в серединах панелей приведен на фиг. 356, a и b .

Величина расчетного изгибающего момента для сечения пояса под поперечной балкой и в узлах может быть приближенно принята равной 60% момента, подсчитанного, как для простой балки.



Фиг. 356. Линии влияния моментов в поясах от местного изгиба.

Напряжения в элементах поясов от совместного действия продольного усилия и изгибающего момента проверяют по формулам:

для растянутого пояса:

$$\sigma = \frac{U}{F_{netto}} + \frac{M}{W_{netto}} \leq \sigma_p;$$

для сжатого пояса:

$$\sigma = \frac{O}{F_{netto}} + \frac{M}{\xi W_{netto}} \leq \sigma_c,$$

где: $\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_c}$ — коэффициент (действительный в пределах от 1 до 0), учитывающий дополнительный момент от эксцентриситета продольной силы, вызываемого поперечным изгибом элемента;

λ — гибкость пояса в направлении действия изгибающего момента;

$\sigma_1 = \frac{O}{F_{brutto}}$ — расчетное сжимающее напряжение в элементе, отнесенное к площади брутто;

σ_c — допускаемое напряжение на сжатие.

В открытых мостах устойчивость сжатых поясов проверяют на выпучивание от продольного изгиба из плоскости фермы, причем свободная длина пояса принимается равной расстоянию между жесткими полурами, укрепляющими пояс. Для необходимой устойчивости сжатого пояса полурамы должны быть рассчитаны на давление ветра и, кроме того, на горизонтальное усилие, направленное поперек моста, обычно принимаемое равным $1/100$ продольного усилия в поясе.

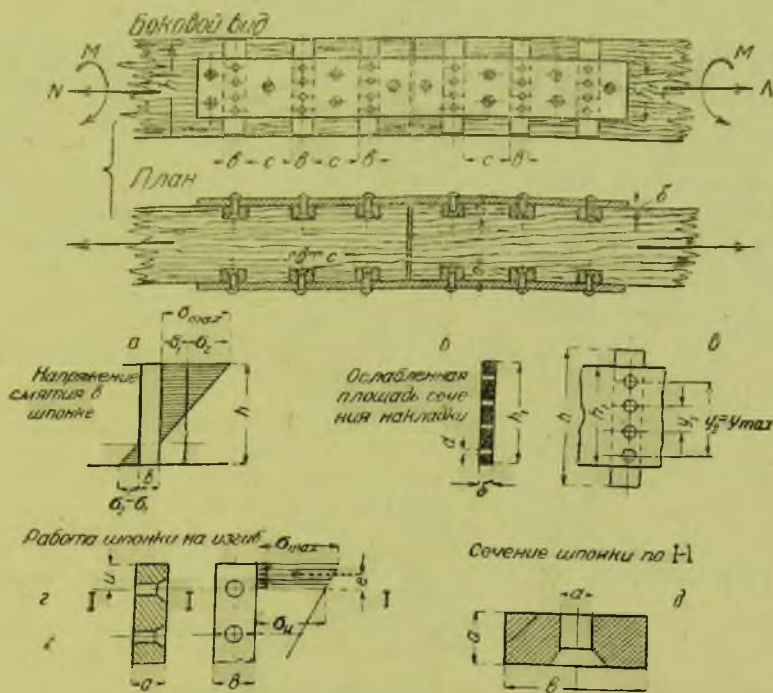
Расчет стыка пояса, перекрытого металлическими шпоночными накладками

Рассмотрим общий случай работы стыкового соединения на совместное действие продольной силы N и изгибающего момента M от местного изгиба. Предположим,

что стык перекрыт с двух сторон вертикальными металлическими накладками с прикрепленными к ним металлическими шпонками (фиг. 357).

Для расчета стыка необходимо произвести следующие проверки прочности:

- 1) проверку напряжений смятия в местах врезки шпонок в дерево;
- 2) проверку на скалывание дерева на участках между шпонками;
- 3) проверку прочности металлических накладок;
- 4) проверку на срезывание заклепок, прикрепляющих шпонки к накладкам;
- 5) проверку прочности самих шпонок на изгиб.



Фиг. 357. К расчету стыка пояса с металлическими шпоночными накладками.

При расчете стыка влияние болтов, стягивающих накладки, в учет не вводится.

Для дальнейших выводов примем следующие обозначения:

- k — число шпонок в полунакладке;
- h — высота шпонок;
- a — глубина врезки шпонок в элемент пояса;
- b — ширина шпонок;
- c — расстояние между шпонками;
- d — диаметр заклепок в шпонке.

Проверка смятия дерева шпонками. Напряжение на смятие в шпонках от действия продольной силы N при двухсторонних накладках (фиг. 357, а):

$$\sigma_1 = \frac{N}{F_{см}} = \frac{N}{2k ah},$$

где $F_{см} = 2k ah$ — площадь шпонок, работающая на смятие.

От действия изгибающего момента M наибольшее напряжение смятия будет:

$$\sigma_2 = \frac{M}{W_{см}} = \frac{3M}{k ah^2},$$

где $W_{см} = 2k \frac{ah^2}{6}$ — момент сопротивления площадок смятия.

Полное наибольшее напряжение смятия в соединении:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{2kah} + \frac{3M}{kah^2} \leq \sigma_{см}, \quad (1)$$

где $\sigma_{см}$ — допускаемое напряжение дерева на смятие вдоль волокон.

Зная высоту шпонок h и задавшись их числом k , можно из формулы (1) получить необходимую глубину врезки шпонок a :

$$a \geq \frac{1}{2kh\sigma_{см}} \left(N + 6 \frac{M}{h} \right). \quad (2)$$

Проверка на скалывание дерева между шпонками. Усилие, передаваемое дереву шпонкой в крайней точке на протяжении 1 см:

$$S = \sigma_{\max} \cdot 1 \cdot a.$$

Усилие это стремится сколоть дерево на участке c между шпонками. Пренебрегая сопротивлением скалыванию в горизонтальной плоскости между рассматриваемой частью дерева и примыкающими волокнами, получим площадь скалывания:

$$F_{ск} = 1 \cdot c,$$

тогда напряжение скалывания:

$$\tau_{\max} = \frac{S}{F_{ск}} = \frac{\sigma_{\max} a}{c} \leq \tau, \quad (3)$$

где τ — допускаемое напряжение дерева на скалывание вдоль волокон. Из формулы (3), пользуясь формулой (1), получим:

$$\tau_{\max} = \frac{a}{c} \left(\frac{N}{2kah} + \frac{3M}{kah^2} \right) = \frac{1}{2kch} \left(N + 6 \frac{M}{h} \right) \leq \tau. \quad (3')$$

Отсюда получим формулу, определяющую необходимое расстояние между шпонками:

$$c \geq \frac{1}{2kh\tau} \left(N + 6 \frac{M}{h} \right). \quad (4)$$

Часто величину c определяют из формулы (3), полагая $\sigma_{\max} = \sigma_{см}$, тогда

$$c = a \frac{\sigma_{см}}{\tau}. \quad (5)$$

Проверка прочности металлических накладок. Опасным сечением накладки является место прикрепления к ней первой от стыка шпонки, ослабленное заклепочными отверстиями (фиг. 357, б).

Обозначая: F_{netto} — площадь поперечного сечения накладки за вычетом ослабления заклепочными отверстиями, W_{netto} — момент сопротивления того же сечения, получим полное напряжение в накладке от совместного действия продольной силы и момента (при двухсторонних накладках):

$$\sigma = \frac{N}{2F_{netto}} + \frac{M}{2W_{netto}} \leq \sigma_{мет}, \quad (6)$$

где $\sigma_{мет}$ — допускаемое напряжение для металлических накладок.

Формула (6) позволяет, задавшись высотой накладок h_1 , определить необходимую толщину их δ .

Расчет заклепок, прикрепляющих шпонки. Обозначая: m — число заклепок в каждой шпонке и d — диаметр этих заклепок, получим напряжение на срезывание в заклепках от действия продольного усилия N и момента M по формуле:

$$\tau = \frac{N}{2kmF_{ср}} + \frac{M}{2kW_{ср}} \leq \tau_{доп}, \quad (7)$$

где $F_{ср} = \frac{\pi d^2}{4}$ — площадь срезывания одной заклепки;

$W_{cp} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{\sum y^2}{y_{\max}}$ — момент сопротивления сечений заклепок, прикрепляющих одну шпонку при работе на срезывание от момента (фиг. 357, в);
 τ_{don} — допускаемое напряжение заклепок на срезывание.

Проверка заклепок на смятие обычно дает менее опасные результаты.

Из формулы (7), вставляя значения F_p и W_{cp} , можно выразить необходимый диаметр заклепок для прикрепления шпонок:

$$d \geq \sqrt{\frac{2}{\pi k \tau_{don}} \left(\frac{N}{m} + \frac{M y_{\max}}{\sum y^2} \right)} \quad (8)$$

Расчет шпонки на изгиб. Под действием давления, передаваемого шпонкой дереву, сама шпонка будет работать на изгиб, как балка, нагруженная эпюрой сминающих напряжений, опорами которой служат заклепки. Наиболее опасно сечение $I—I$ шпонки по крайнему ряду заклепок (фиг. 357, з).

Изгибающий момент в сечении $I—I$ шпонки:

$$M_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma}{2} u a e, \quad (9)$$

где: u — расстояние оси заклепки от края шпонки;

e — расстояние центра тяжести эпюры действующих на шпонку давлений от оси заклепки.

Обозначая W_{netto} — момент сопротивления шпонки в сечении $I—I$, за вычетом ослабления заклепкой (фиг. 357, д), получим условие прочности:

$$\frac{M_1}{W_{netto}} \leq \sigma_{мет}, \quad (10)$$

где $\sigma_{мет}$ — допускаемое напряжение на изгиб в металлической шпонке.

Формула (10) позволяет определить необходимую ширину шпонок b .

В случае работы стыка на одно продольное усилие без местного изгиба все введенные выше формулы применимы и необходима лишь подстановка значения $M=0$.

При перекрытии стыка горизонтальными накладками расчет соединения основывается на аналогичных принципах, но расчетные формулы имеют несколько иной вид.

Стыки сжатых поясов можно рассчитывать в предположении, что половина сжимающего усилия передается с торца на торец, другая же половина — через шпоночные накладки.

Раскосы

Раскосы ферм Гау рассчитывают на сжатие с продольным изгибом. Свободную их длину, независимо от числа встречных раскосов, принимают равной: при расчете на выпучивание в плоскости фермы — расстоянию между точками пересечения осей раскосов, из плоскости фермы — полной длине раскоса, умноженной на коэффициент η , учитывающий противодействие обратного раскоса и определяемый по формуле:

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{J_1}{J_0}}}, \text{ но не менее } 0,5,$$

где: J_0 — момент инерции расчетного сжатого раскоса,

J_1 — момент инерции встречного раскоса.

Раскосы составного сечения, ветви которых жестко связаны шпонками или колодками, обычно рассчитывают на продольный изгиб следующим образом (фиг. 358).

Проверка на продольный изгиб в плоскости фермы производится обычным путем по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x F_{brutto}} \leq \sigma_c$$

где: N — усилие, сжимающее элемент;

F_{brutto} — полная площадь сечения элемента (брутто);

φ_x — коэффициент продольного изгиба в плоскости фермы, определяемый по гибкости элемента в плоскости фермы $\lambda_x = \frac{l_x}{\rho_x}$; здесь: l_x — расчетная длина раскоса в плоскости фермы; ρ_x — соответствующий радиус инерции сечения,

Проверку на продольный изгиб из плоскости фермы следует производить с учетом гибкости составляющих сечение элементов по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y F_{расч}} \leq \sigma_c,$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба, определяемый по приведенной гибкости λ_y составного элемента относительно оси $y—y$:

$$\lambda_y = \sqrt{(\mu_y^0)^2 + \lambda_1^2}.$$

В этой формуле:

$\lambda_y^0 = \frac{l_y}{\rho_y}$ — гибкость всего стержня в целом из плоскости фермы;

$\lambda_1 = \frac{l_1}{\rho_1}$ — гибкость отдельной ветви;

l_y — расчетная длина всего стержня с учетом коэффициента η ;

ρ_y — радиус инерции всего сечения относительно оси $y—y$;

l_1 — расчетная длина отдельной ветви, принимаемая равной расстоянию между связями жесткости (можно принимать расстояние между крайними болтами или гвоздями);

ρ_1 — радиус инерции элемента ветви относительно оси y_1 , параллельной оси y ;

μ — коэффициент, учитывающий увеличение гибкости элемента вследствие податливости связей, величина которого при соединении ветвей шпонками или колодками, врезанными в элементы ветвей, может быть принята $\mu = 1,2$.

При соединении ветвей прокладками, не врубленными в элементы ветвей и связанными с ними болтами или гвоздями, можно принимать:

$$\mu = \sqrt{1 + 50 \frac{h(n-1)}{l^2}};$$

где: h — полная ширина элемента в плоскости изгиба;

l — расчетная длина элемента;

n — число ветвей в элементе¹.

Расстояние между связями l_1 следует назначать так, чтобы гибкость $\frac{l_1}{\rho_1}$ была

меньше или равна наибольшей гибкости всего сечения $\frac{l_x}{\rho_x}$ или $\frac{l_y}{\rho_y}$.

Связи, соединяющие ветви составного сечения сжатого элемента, рассчитывают в предположении, что между ветвями возникает некоторое сдвигающее усилие. Это усилие может возникнуть вследствие некоторых эксцентриситетов, действующих на элемент сжимающих сил. Величина этого усилия на протяжении половины длины элемента может быть определена по формуле:

$$T = \frac{S}{h_1} \left(\frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{N}{F_{расч}},$$

где: S — статический момент той части сечения, которая сдвигается по рассматриваемому шву относительно оси $y—y$;

h_1 — расстояние крайнего волокна сечения от той же оси;

¹ Формула для коэффициента μ получена из формулы, рекомендуемой Техническими условиями для промышленных и гражданских сооружений (ОСТ 90001—38), путем некоторого ее упрощения.

N — сжимающее усилие;

$F_{расч}$ — полная площадь сечения элемента (брутто).

Сила T распределяется между всеми связями, скрепляющими ветви элемента на протяжении половины его длины. Связи должны быть плотными и расположены равномерно по длине стержня. Узловые связи при этом в расчет не вводят.

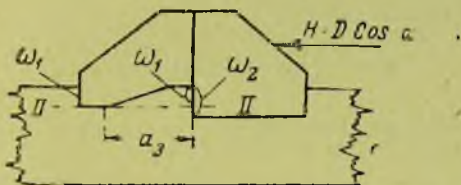
Расчет подушек

Узловые подушки ферм Гау должны быть рассчитаны:

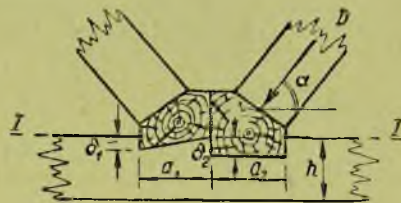
- а) на смятие под торцами раскосов;
- б) на смятие и скалывание подушки;
- в) на смятие и скалывание пояса подушкой.

Проверку на смятие подушки торцами раскосов обычно производят одновременно с подбором сечения раскосов. Допускаемое напряжение при этой проверке, как правило, определяется подушкой, для которой смятие происходит поперек волокон или под углом к волокнам (при подушках из продольных брусев).

Для двух других проверок разлагаем усилие раскоса D на две слагающие: горизонтальную $H = D \cos \alpha$ и вертикальную $V = D \sin \alpha$.



Фиг. 359. К проверке на скалывание зуба пояса.



Фиг. 360. К расчету узловой подушки.

Горизонтальное усилие H передается на пояс через врубки подушки в пояс. Для изображенной на фиг. 359 подушки напряжение смятия в местах передачи горизонтального усилия, без учета влияния трения подушки по поясу:

$$\sigma = \frac{D \cos \alpha}{\omega_1 + \omega_2} \leq \sigma_{см},$$

где ω_1 и ω_2 — площади смятия в местах передачи горизонтальных усилий подушки поясу.

Для поясов из брусев (фиг. 360):

$$\omega_1 = \delta_1 b; \quad \omega_2 = \delta_2 b,$$

где: δ_1 и δ_2 — глубины врубок подушки в пояс,
 b — суммарная ширина элементов пояса.

Для поясов из бревен можно принимать:

$$\omega_1 = \frac{2}{3} \delta_1 b_1; \quad \omega_2 = \frac{2}{3} \delta_2 b_2,$$

где b_1 и b_2 — суммарные ширины элементов пояса, соответствующие глубинам врубок δ_1 и δ_2 .

Напряжение на скалывание зубцов подушки по плоскости $I—I$:

$$\tau_1 = \frac{D \cos \alpha \omega_1}{(\omega_1 + \omega_2) a_1 b_0} \leq \tau;$$

$$\tau_2 = \frac{D \cos \alpha \omega_2}{(\omega_1 + \omega_2) a_2 b_0} \leq \tau,$$

где: b_0 — длина подушки в направлении, перпендикулярном плоскости фермы;

τ — допускаемое напряжение подушки на скалывание.

Для улучшения работы элементов пояса на скалывание на участке a_1 следует делать глубину врезки δ_2 несколько более величины δ_1 ; обычно принимают $\delta_1 = (0,5—0,8) \delta_2$.

В этом случае необходимо производить проверку на скалывание зуба пояса по плоскости $II-II$ (фиг. 359). Скалывающее напряжение в этом сечении составит:

$$\tau_{II} = \frac{D \cos \alpha \omega_1}{(\omega_1 + \omega_2) a_3 b} \leq \tau_0,$$

где τ_0 — допускаемое напряжение на скалывание древесины пояса вдоль волокон.

При одинаковой глубине врезки $\delta_1 = \delta_2$ скалывающее напряжение в поясе на участке a_1 (фиг. 360):

$$\tau'_1 = \frac{D \cos \alpha}{2a_1 b} \leq \tau_0.$$

При расчете узловых подушек можно учитывать влияние силы трения, благодаря которой горизонтальное усилие H , сдвигающее подушку, уменьшается на величину $T = fv$, где f — коэффициент трения, принимаемый равным 0,3. Тогда $H = D \cos \alpha - fD \sin \alpha$.

При проверке на смятие пояса подушкой под действием вертикального усилия v в составной подушке, представленной на фиг. 360, это усилие следует считать передающимся полностью через часть подушки, непосредственно воспринимающую усилие раскоса.

Тогда напряжение смятия:

$$\sigma = \frac{D \sin \alpha}{a_2 b} \leq \sigma_{см},$$

где $\sigma_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие поперек волокон для пояса.

При наличии целой подушки (фиг. 361) напряжение на смятие пояса под ней следует определять, учитывая неравномерность давления подушки на пояс.

Фиг. 361. К проверке на смятие пояса подушкой.

Момент, вызывающий неравномерность напряжений смятия в плоскости $m-n$ (фиг. 361):

$$M = Vc - He.$$

Наибольшее напряжение на смятие пояса под подушкой:

$$\sigma = \frac{V}{ab} + \frac{6M}{a^2 b} \leq \sigma_{см}.$$

§ 52. Расчет пролетных строений на ветровую нагрузку

При действии ветровой и других горизонтальных нагрузок необходимо проверить устойчивость пролетного строения на опрокидывание и рассчитать имеющиеся в нем продольные и поперечные связи.

Величина ветрового давления на 1 м^2 поверхности, подверженной действию ветра, принимается по Т. У., в зависимости от высоты сооружения и места его расположения.

Давление ветра действует на боковую поверхность главных ферм, проезжей части и перил; ветровое давление на поверхность подвижной нагрузки не учитывают.

Для ферм со сквозной решеткой, площадь, подверженная действию ветра, определяется по формуле:

$$\Omega = k\Omega_0,$$

где: Ω — расчетная площадь, подверженная действию ветрового давления;

Ω_0 — площадь фермы, ограниченная очертанием ее внешнего контура (для упрощения часто принимается площадь по теоретическому очертанию фермы);

k — коэффициент сплошности фермы, принимаемый для ферм с густой дощатой решеткой (Тауна, Лембе и др.) равным 1,0; для ферм с раскосной и крестовой решеткой (Гау и др.) — равным 0,6; для ферм, имеющих не более одного раскоса в каждой панели, — 0,5.

Площадь проезжей части, подверженной действию ветра, принимается в виде сплошной полосы высотой, равной высоте h_1 , между верхом проезжей части (или троуара) и верхней поверхностью пояса главной фермы (фиг. 362).

Ветровое давление на перила следует учитывать только в мостах с ездой поверху, принимая коэффициент сплошности равным 0,4 — 0,6.

Кроме ветрового давления, в расчет должно быть также введено действие поперечной горизонтальной нагрузки в уровне проезжей части от горизонтальных ударов подвижной нагрузки.

Проверка устойчивости

Устойчивость пролетного строения проверяют расчетом на опрокидывание под действием ветровой нагрузки. Вследствие значительной ширины поясов главных ферм опрокидывание считают относительно нижнего наружного ребра *A* крайней опорной подбалки (фиг. 363).

Момент, стремящийся опрокинуть пролетное строение:

$$M_{опр} = W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3,$$

где: W_1, W_2, W_3 — ветровые давления на главную ферму, проезжую часть и перила, с учетом соответствующих коэффициентов сплошности;

h_1, h_2, h_3 — плечи этих давлений.

Удерживающий момент:

$$M_{уд} = P \frac{b_1}{2},$$

где: P — вес пролетного строения с проезжей частью и связями;

b_1 — ширина пролетного строения между наружными гранями поясов.

Тогда коэффициент устойчивости на опрокидывание:

$$k = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{P b_1}{2(W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3)} \geq 1,4.$$

Для достаточной надежности моста против опрокидывания коэффициент устойчивости k должен быть не менее 1,4.

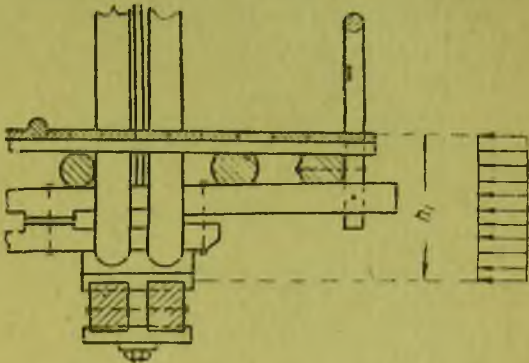
Горизонтальную нагрузку от боковых толчков подвижной нагрузки при проверке устойчивости пролетного строения в учет не вводят, так как действие вертикальных давлений временной нагрузки, как правило, увеличивает коэффициент устойчивости.

В случае недостаточности величины коэффициента устойчивости необходимо увеличить ширину моста. Вообще же расстояние между осями крайних ферм пролетного строения следует делать не менее $\frac{1}{12}$ пролета.

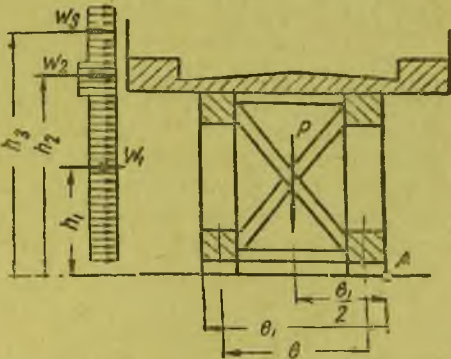
В мостах с ездой понизу проверку на опрокидывание производят таким же путем, с той лишь разницей, что ветровое давление на перила здесь отдельно не учитывают.

Расчет продольных горизонтальных связей

В мостах с ездой поверху, в случае устройства одной системы связей — в плоскости верхних или нижних поясов, полная ветровая нагрузка, действующая на главные фермы, проезжую часть и перила, а также горизонтальная нагрузка от боковых ударов движущихся грузов, целиком воспринимается этими связями.



Фиг. 362. Действие ветровой нагрузки на проезжую часть.



Фиг. 363. К расчету пролетного строения на опрокидывание ветром.

В случае устройства связей вдоль верхнего и нижнего поясов ветровое давление распределяется между обеими ветровыми фермами.

Обычно при этом предполагают, что ветровое давление, действующее на главные фермы, распределяется поровну между верхними и нижними связями. Ветровое же давление, действующее на проезжую часть и перила, а также горизонтальную нагрузку от боковых ударов временной нагрузки, считают полностью передающейся связям, расположенным между поясами, в уровне которых устроена проезжая часть.

Обозначая:

w — интенсивность ветрового давления на 1 м^2 ферм;

h — высоту главных ферм по наружному очертанию поясов;

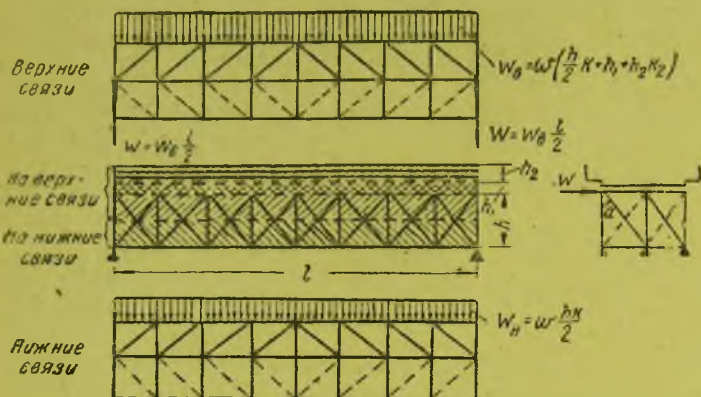
h_1 — высоту проезжей части (не прикрытой поясом);

h_2 — высоту перил;

k — коэффициент сплошности главных ферм;

k_2 — коэффициент сплошности перил,

получим для пролетного строения с ездой поверху (фиг. 364) ветровую нагрузку верхних связей на 1 пог. м моста:



Фиг. 364. К расчету продольных ветровых связей пролетного строения с ездой поверху.

$$W_0 = w \left(\frac{h}{2} k + h_1 + h_2 k_2 \right)$$

и погонную ветровую нагрузку нижних связей:

$$W_n = \frac{whk}{2}.$$

Кроме того, на верхние связи может действовать нагрузка от боковых толчков подвижных грузов.

Верхние и нижние связи рассчитывают как фермы, опирающиеся своими концами и имеющие пролет l , равный пролету моста.

Усилия в элементах связей определяют обычным путем, как в решетчатых фермах. При этом при наличии двух систем раскосов, в зависимости от способа сопряжения раскосов с поясами, учитывают:

в случае примыкания раскосов впритык или с подушками — одни только сжатые раскосы; в случае же сопряжения при помощи врубок, могущих передавать как сжимающие, так и растягивающие усилия, — все раскосы.

При расчете учитывается возможность действия ветра с любой стороны пролетного строения.

По полученным наибольшим усилиям в диагоналях и стойках связей подбирают их сечения; ветровые же усилия

в поясах учитывают при расчете их на вертикальную нагрузку (см. выше).

Верхние горизонтальные связи передают свои опорные давления W при помощи опорных поперечных связей опорам моста. Поэтому диагонали опорных поперечных связей рассчитывают на передачу горизонтального усилия от ветровой нагрузки и боковых толчков временной нагрузки, равного:

$$W = W_s \frac{l}{2} + w_0 \frac{l}{2} = (W_s + w_0) \frac{l}{2},$$

где w_0 — погонная горизонтальная нагрузка от боковых толчков подвижной нагрузки.

Усилие в работающих на сжатие диагоналях опорных связей:

$$D = \frac{W}{n \sin \alpha},$$

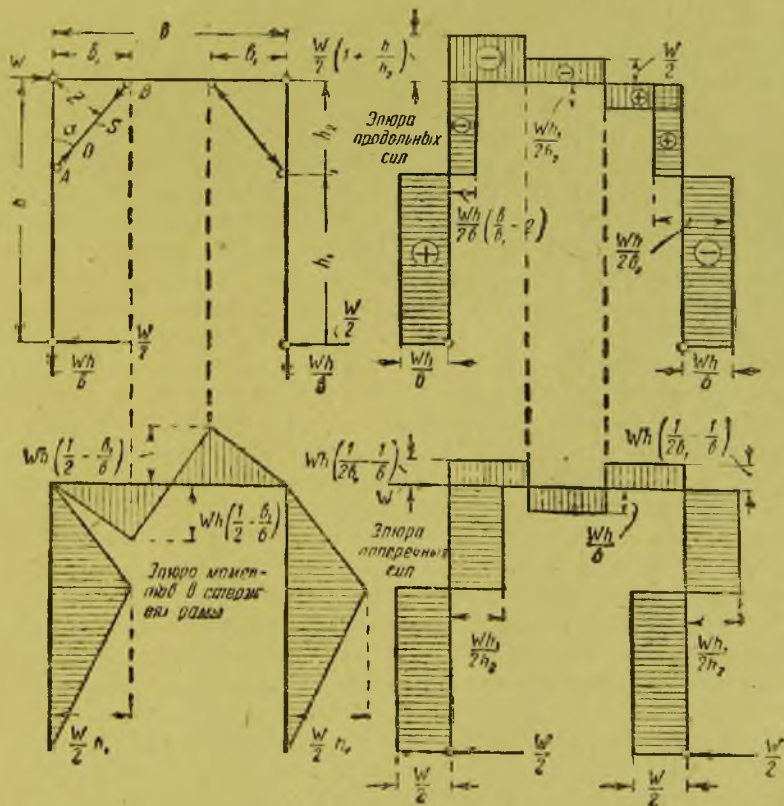
где n — число диагоналей, работающих на сжатие (на фиг. 364 число диагоналей $n = 2$).

Устраиваемые часто промежуточные поперечные вертикальные связи служат в запас прочности и обычно расчету не подвергаются.

В пролетных строениях с ездой понизу ветровые нагрузки на обе системы связей определяют аналогичным способом. Особенность заключается в расчете опорных ветровых (портальных) рам, передающих опорам моста (фиг. 365 и 366) опорные давления верхних связей:

$$W = \frac{W_{st} a}{2}.$$

Портальная рама может быть рассчитана как двухшарнирная рама. Расчетная схема рамы и эпюры моментов продольных и поперечных сил, возникающих в ее элементах под действием усилия W , приведены на фиг. 367.



Фиг. 367. Эпюры усилий в портальной ветровой раме.

Подкос AB , поставленный для жесткости верхних углов portalной рамы, предполагается шарнирно прикрепленным своими концами. Усилие в подкосе в зависимости от направления действия ветра может быть растягивающим или сжимающим; величина усилия в нем:

$$S = \frac{Wh}{2z},$$

где z — расстояние подкоса от верхнего узла рамы.

Сечение элементов portalной рамы (ног и ригеля) рассчитывают на совместное действие продольной силы и изгибающего момента, при этом при расчете ног рамы продольные усилия слагаются из действия ветровой и вертикальной нагрузок.

§ 53. Пролетные строения системы Боровика

Пролетные строения системы инж. Боровика неоднократно находили применение в мостах под железнодорожную нагрузку и в некоторых случаях (в частности, в период империалистической войны) строились также и на автогужевых дорогах.

Главные фермы пролетных строений системы Боровика имеют параллельные пояса и простую раскосную решетку, состоящую из сжатых восходящих раскосов и работающих на растяжение стоек.

Все элементы пролетных строений системы Боровика, в том числе и работающие на растяжение стойки главных ферм, выполняются из дерева.

По своей идее пролетные строения системы Боровика являются повторением применявшейся в свое время системы Рихтера с той лишь разницей, что взамен пиленого леса в фермах системы Боровика применяется преимущественно круглый лес.

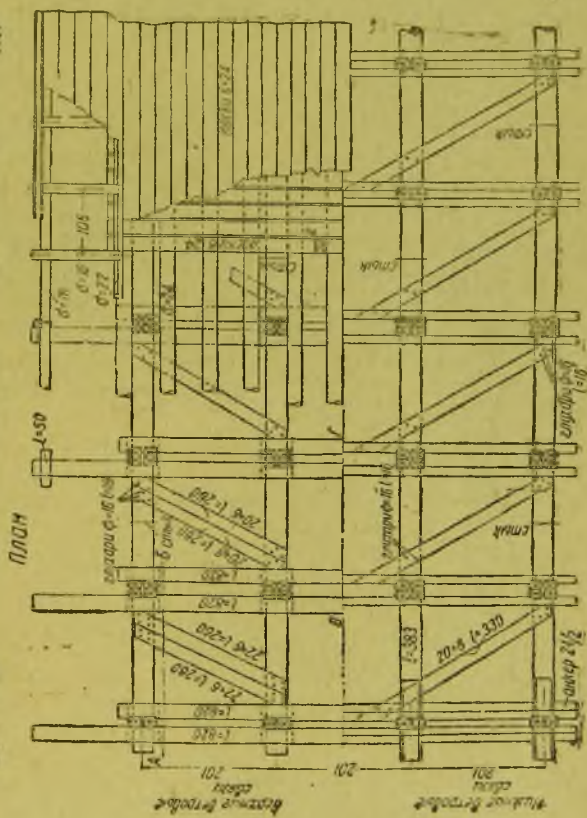
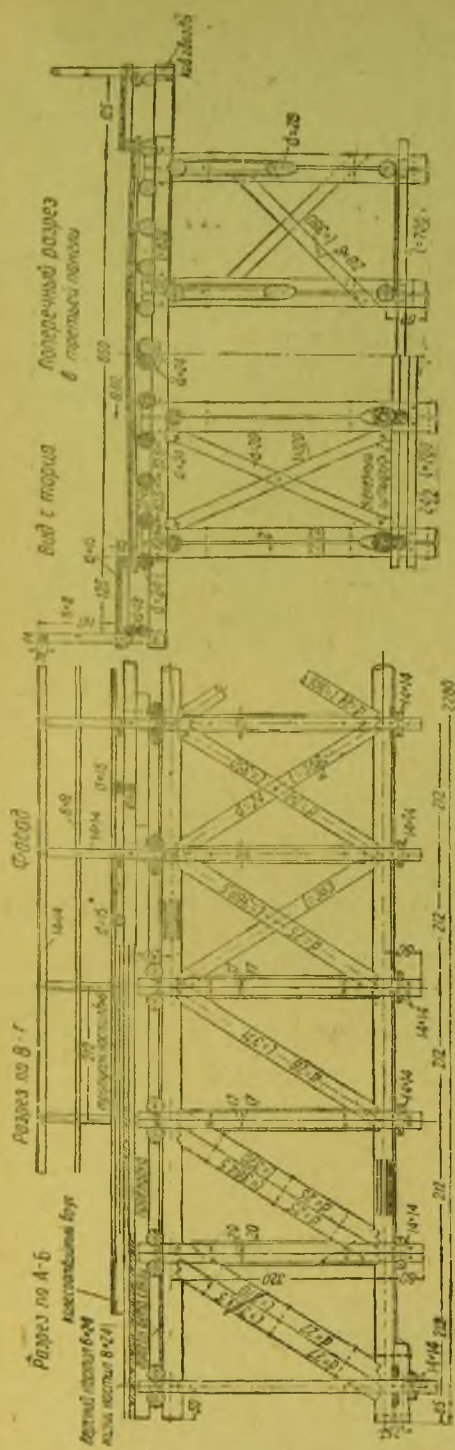
Основные особенности пролетных строений системы Боровика следующие:

- 1) применение почти исключительно круглого леса, с минимальной затратой металлических креплений,
- 2) простота сопряжений элементов, не требующих привлечения специально квалифицированной рабочей силы.

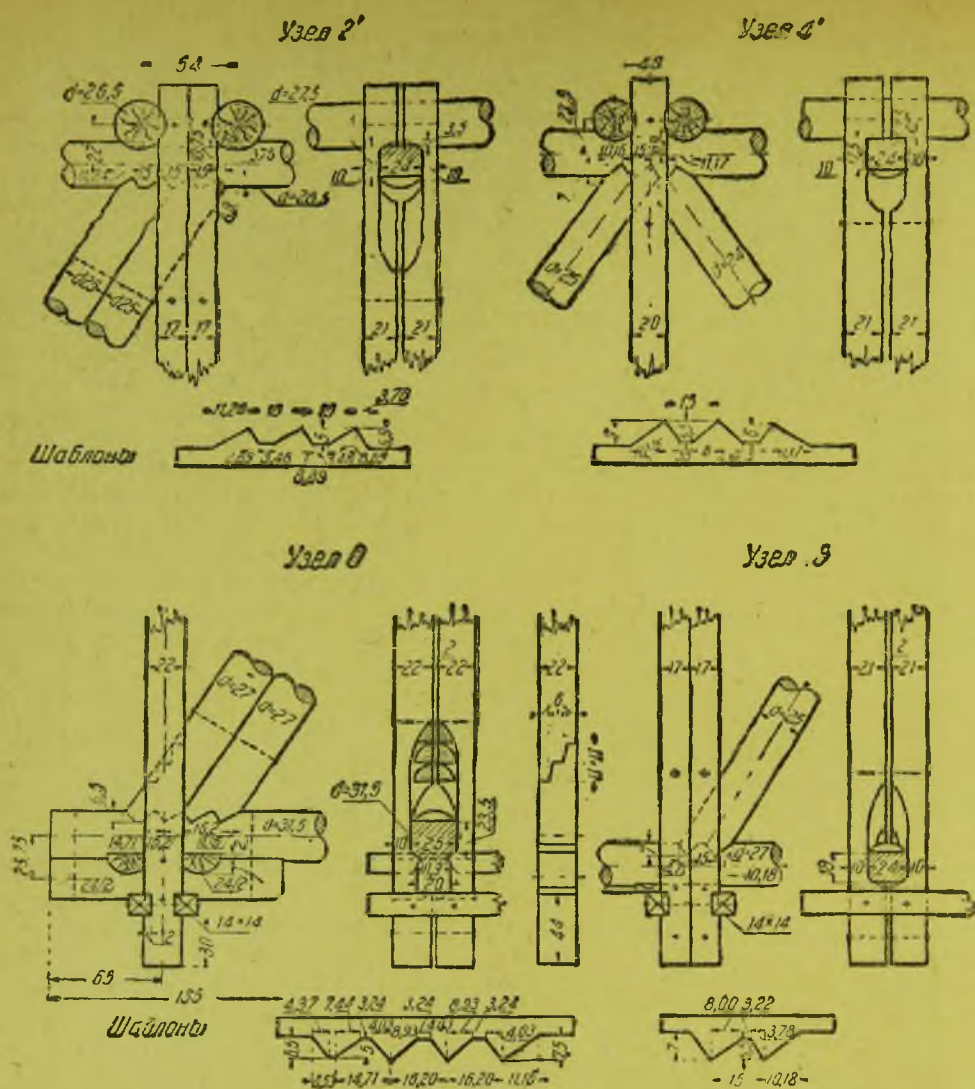
Пример конструкции пролетного строения системы Боровика с ездой поверху пролетом $l = 21,2$ м приведен на фиг. 368.

Главные фермы моста имеют обычную раскосную систему с восходящими сжатыми раскосами, растянутыми стойками и обратными раскосами в средних панелях. В поперечном сечении мост имеет 4 главные фермы, расставленные на 2,01 м друг от друга. Пояса главных ферм состоят каждый из одного бревна. Раскосы, непосредственно опирающиеся в пояса в узлах, составлены в опорных панелях из двух бревен, связанных болтами, в средних же панелях — из одного бревна. В средних панелях, кроме основных раскосов, предусмотрены также и обратные. Основные и обратные раскосы в месте их пересечения взаимно врубаются в полдерева и скрепляются болтом. Раскосы сопрягаются с поясами простыми врубками. Такое сопряжение приводит к необходимости давать глубокие и сильно развитые врубки (фиг. 369), что является слабой стороной конструкции ферм Боровика. Для тщательности и точности выполнения этих врубок, а также для ускорения работ, инж. Боровик предложил пользоваться специальными шаблонами, изображенными на деталях узлов (см. фиг. 369). Стойки главных ферм, составленные каждая из двух ветвей, обхватывают с обеих сторон пояса, врубаются в них и закрепляются, кроме того, специальными поперечными анкерами, расположенными над верхними и под нижними поясами. Средние стойки, несущие меньшее усилие, составлены по фасаду из одного бревна; стойки, расположенные ближе к опорам, устроены по фасаду парными. Верхние анкера круглого сечения взаимно врубаются со стойками и служат для увеличения площади смятия, для передачи растягивающих усилий стоек поясам, а также используются как поперечные балки проезжей части. Нижние анкера устроены прямоугольного сечения и используются как поперечные схватки нижних ветровых связей.

Бревна поясов имеют стыки, располагаемые в серединах панелей и перекрываемые металлическими накладками. Накладки могут быть обычного типа с металлическими шпонками (см. мосты системы Гау) или же специального типа, предложенного



Фиг. 368. Пролетное строение системы Боровика.



Фиг. 369. Детали узлов фермы Боровика.



Фиг. 370. Стыки пояса с металлическими накладками системы Боровика.

ниж. Боровиком, в виде узких накладок из полосового железа. Стык бревна обхватывается несколькими такими накладками, расположенными по окружности бревна.

Стыковые накладки делают или из обычного полосового железа толщиной 8—10 мм с отверстиями для их прикрепления к бревнам при помощи глухарей (фиг. 370, а), или же из полосового железа с отогнутыми шипами, входящими в дерево (фиг. 370, б). Достаточной опытной проверки накладки этого типа еще не получили.

Для поперечной жесткости пролетного строения в уровне верхнего и нижнего поясов устроены продольные ветровые связи; кроме того, в плоскости всех стоек расположены вертикальные поперечные связи. Верхние связи имеют дощатые раскосы, пришитые к верхней поверхности бревен поясов глухарями.

Распорками верхних связей служат анкера — поперечные балки. Нижние связи устроены аналогично верхним.

Вертикальные поперечные связи в опорном узле упираются своими концами в специальные деревянные подушки; в прочих панелях диагонали вертикальных поперечных связей сделаны из досок, пришитых гвоздями непосредственно к стойкам главных ферм.

Проезжая часть моста состоит из двойного дощатого настила, уложенного по продольным балкам круглого сечения. Для поперечного стока воды на продольные балки положены специальные подкладки. Продольные балки лежат непосредственно на парных анкерах — поперечных балках, располагаемых в узлах главных ферм. Тротуары повышенного типа поддерживаются выпущенными концами поперечных балок.

Наряду с отмеченными выше достоинствами — применение круглого леса, незначительная затрата металла, простота изготовления конструкции — пролетные строения Боровика обладают также и рядом недостатков. Наиболее существенные из них: значительные обмятия во врубках сопряжений раскосов и стоек с поясами, могущие привести к накоплению значительных провесов фермы; трудность подтягивания ферм для устранения этих провесов и, наконец, сравнительно значительный собственный вес пролетных строений и трудность перекрытия системой Боровика больших пролетов.

Один из возможных способов подтягивания ферм системы Боровика в случае их провисания заключается в постановке клиновидных прокладок между нижним поясом и верхней плоскостью врубок концевой части стоек.

Для постановки прокладок необходимо по очереди разгрузить от растягивающих усилий отдельные стойки, что может быть произведено при помощи хомута из цепи, талей или другими приспособлениями. Обхватив оба пояса фермы цепью или таями и произведя далее стягивание поясов, можно поднять нижний узел и вставить в образовавшийся прозор между поясом и стойкой прокладку требуемой толщины.

Указанные недостатки пролетных строений системы Боровика ограничивают их применение теми случаями, когда необходимо построить мост со сравнительно небольшими пролетами, из местного материала, без применения высококачественного леса (дуба), с минимальной затратой металла и пользуясь малоквалифицированной рабочей силой.

§ 54. Пролетные строения с дощатыми фермами системы Тауна

Для перекрытия пролетов от 20 до 40 м на автомобильных дорогах могут быть применены пролетные строения с дощатыми фермами системы Тауна и Лембке.

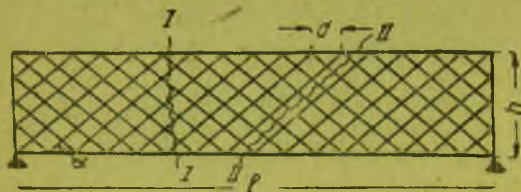
Фермы Тауна представляют собой систему с параллельными поясами и многогрешетчатым заполнением из перекрестных раскосов (фиг. 371). Пояса и решетка выполняются из досок.

Высота главных ферм обычно составляет $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{9}$ пролета; длину малой панели d принимают обычно не более 1,0—1,2 м; угол наклона раскосов желательно делать близким к 45° .

Число раскосов, пересекаемых вертикальным ($I—I$) или наклонным ($II—II$) сечением фермы, называют „числом систем“ раскосов (на фиг. 371 число систем равняется 8). Чем больше число систем раскосов, тем гуще решетка и тем меньше

усилие, приходящееся на каждый раскос. Поэтому при более тяжелых нагрузках следует применять более густую решетку. Обычно в фермах Тауна число систем раскосов принимается от 4 до 8.

Пояса ферм Тауна состоят из пакетов досок, располагаемых в один или два яруса (фиг. 372, а и б). Пакеты досок по ширине пояса имеют зазор для пропуска досок решетки. В более тяжелых пролетных строениях решетка может быть двойная (фиг. 372, в). Доски поясов скрепляются друг с другом и с досками решетки при помощи деревянных нагелей и болтов (фиг. 373). Нагели и болты работают на срезывание.

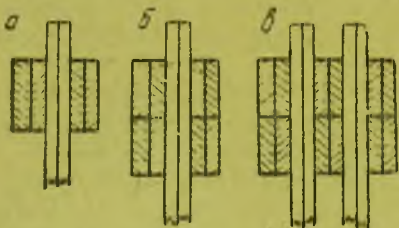


Фиг. 371. Схема фермы системы Тауна.

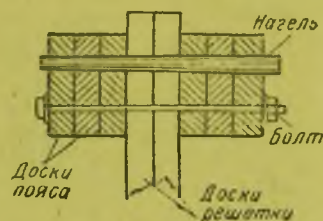
Для равномерной работы досок, образующих пояса, и избежания применения длинных нагелей в каждом пакете (ветви) одноярусных поясов, а также и в каждом пакете каждого яруса в двухярусных поясах, не должно быть более трех досок.

По длине ферм количество досок в поясах изменяется в соответствии с величиной расчетных усилий.

Стыки досок поясов располагают вразбежку. В сжатом поясе не требуется специальных накладок для перекрытия стыков; в растянутом же поясе для перекрытия



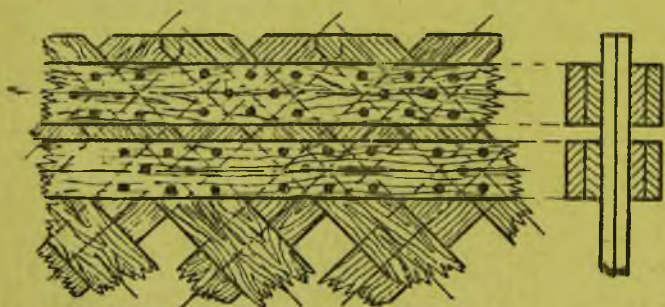
Фиг. 372. Сечения поясов фермы Тауна.



Фиг. 373. Скрепление досок нагелями и гвоздями.

стыков добавляют в каждом ярусе по две доски, исполняющие роль накладок. Расстояние между соседними стыками досок одного пакета должно быть достаточным для размещения нагелей и болтов, необходимых для передачи расчетного усилия одной доски.

Двухярусные пояса удобнее, так как дают больше места для размещения нагелей и болтов для прикрепления раскосов к поясам. Ярусы досок в двухярусных поясах могут быть сдвинуты вплотную (фиг. 372, б) или же раздвинуты. В последнем случае их следует раздвигать настолько, чтобы оси каждого яруса проходили через точки пересечений осей раскосов (фиг. 374).



Фиг. 374. Устройство двухярусного пояса фермы Тауна.

Для поясов ферм Тауна обычно применяют доски шириной 24—30 см и толщиной 5—8 см. Деревянные нагели, служащие для скрепления досок в фермах Тауна, изготовляют из молодого дуба. Нагелям придается некоторая коничность для плотности заполнения ими отверстий и возможности подбивки. Диаметр нагелей обычно делается 3—6 см, длина же на 5—10 см больше толщины скрепляемого пакета. Перед употреблением в дело нагели хорошо просушивают (желательно в горячем песке) и затем проваривают в масле или пропитывают креозотом. Эти меры предохраняют нагели от усушки и разбухания от сырости после постановки их в дело.

Для плотной связи между досками устанавливают также болты в количестве 25—50% общего числа креплений (болтов и нагелей). Диаметр болтов принимают обычно $d = 2,0 - 2,5$ см.

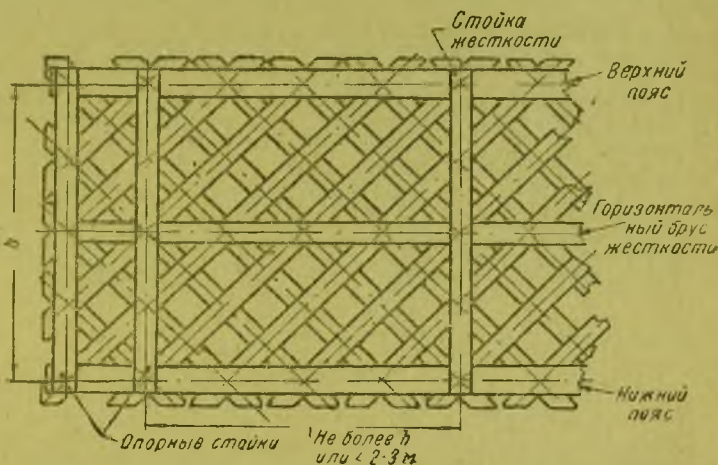
Решетка ферм Тауна состоит из восходящих и нисходящих раскосов, зажатых своими концами между пакетами досок поясов и связанных нагелями в местах взаимного пересечения.

Все раскосы изготовляют из досок одинаковой толщины. Ширину досок для удобства размещения болтов и нагелей обычно делают также одинаковой для всех раскосов по длине ферм. Доски раскосов обычно принимают толщиной 5—7 см и шириной 16—25 см.

Для большей жесткости ферм и предохранения сжатых элементов решетки от выпучивания решетчатая стенка фермы Тауна обжимается специальными вертикальными брусками, называемыми стойками жесткости. Стойки жесткости располагаются по длине ферм на расстоянии, равном приблизительно высоте фермы h , но не более 2,5—3,0 м (фиг. 375).

На опорах стойки жесткости делают двойными и тройными; опорные стойки служат для обеспечения устойчивости решетчатой стенки фермы от выпучивания, а также для передачи опорного давления на раскосы.

При большой высоте ферм (более 3 м) решетка, кроме вертикальных стоек жесткости, обжимается также и горизонтальными брусками, располагаемыми по середине высоты ферм (см. фиг. 375).



Фиг. 375. Устройство стоек и горизонтальных брусков жесткости.

Число главных ферм в пролетных строениях зависит от ширины моста. Для пролетных строений с малой шириной проезда могут быть приняты две главные фермы; при большой ширине проезда фермы устанавливают на расстоянии не более 2—3 м друг от друга. Расстояние между крайними фермами пролетного строения для достаточной поперечной его жесткости должно быть не менее $\frac{1}{12}$ пролета. Вследствие трудности опирания поперечных балок проезжей части на нижние пояса многорешетчатых дощатых ферм пролетные строения системы Тауна применяются только для мостов с ездой поверху.

Для горизонтальной жесткости пролетных строений между фермами устраивают продольные горизонтальные и вертикальные поперечные связи. Продольные горизонтальные связи обычно делают в виде ферм Гау с деревянными диагоналями, работающими на сжатие, и металлическими или деревянными схватками, работающими на растяжение. Диагонали связей упираются в пояса ферм или непосредственно или же при помощи деревянных подушек. Поперечные и вертикальные связи обычно располагают в плоскости стоек жесткости главных ферм.

Вследствие применения дощатого леса, густой решетки и большого количества отверстий и щелей фермы Тауна легко подвергаются загниванию, а также короблению от усушки и разбухания. Поэтому для предохранения поясов ферм от действия дождя и прямого нагревания солнцем над ними устраивают покрытия в виде кровли из толя, листового железа, дощатой обшивки или другим способом (см. § 83). Решетчатую стенку ферм часто защищают снаружи сплошной дощатой обшивкой; однако, эта мера может дать и отрицательный эффект ввиду ухудшения вентиляции элементов решетки.

Наиболее целесообразно поэтому применение для ферм Тауна лесного материала, пропитанного противогнильными составами (креозотом и др.).

Изготовление деревянных нагелей для ферм Тауна представляет довольно трудоемкую и кропотливую работу. Кроме того, деревянные нагели в процессе эксплуатации моста вследствие усушки и динамического действия нагрузки могут ослабевать и требуют периодической подбивки. Ввиду этого фермы Тауна за последнее время стали применять сравнительно редко.

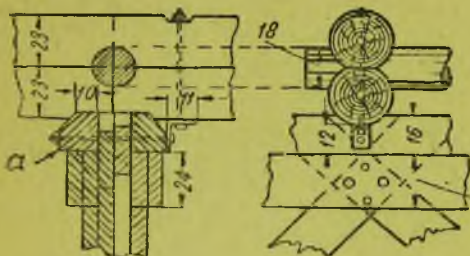
§ 55. Примеры конструкции пролетных строений с фермами системы Тауна

На фиг. 376, *а, б, в* (см. вклейку) приведена конструкция пролетного строения с фермами Тауна пролетом $l=22$ м.

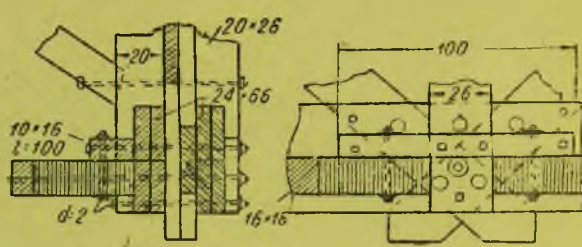
Пролетное строение имеет в поперечном сечении две главные фермы, расположенные на расстоянии 3,9 м друг от друга.

Проезжая часть моста состоит из двойного дощатого настила, уложенного по поперечным балкам. Поперечные балки, опирающиеся на главные фермы, вследствие значительного пролета и больших свесов для тротуаров имеют двухрусное сечение, составленное из двух бревен $d=24$ см. Для лучшей устойчивости поперечные балки связаны попарно короткими круглыми анкерами, расположенными над главными фермами.

Для улучшения передачи давлений поперечных балок вдоль всего верхнего пояса положены специальные опорные бруски *а*, обжимающие выпущенные сверху концы



Фиг. 377. Деталь опирания поперечной балки на пояс.



Фиг. 378. Деталь примыкания связей к узлу нижнего пояса.

дощатых раскосов (фиг. 377). В местах расположения стоек жесткости бруски связаны болтами с концами стоек жесткости. Поперечины (через одну) прикрепляются к этим брускам при помощи металлических уголков и болтов. Главные фермы состоят из верхних и нижних дощатых поясов и зажатой между ними дощатой решетки. Пояса составлены из пакетов досок, связанных болтами и дубовыми нагелями. Число болтов и нагелей одинаково. Сечение каждого из поясов в середине пролета состоит из 8 досок. Дощатые раскосы ферм входят в зазоры поясов и скреплены нагелями в местах взаимного пересечения.

Стойки жесткости, обжимающие решетку ферм, имеют брусчатое сечение и расположены на расстоянии 2,64 м друг от друга. Над опорами поставлены две сближенные стойки жесткости.

Образующиеся внутри пояса, в промежутках между раскосами, щели во избежание загнивания заполнены специальными прокладками (см. фиг. 376, *а*).

Прокладки делают с каждого конца на 1—1,5 см короче щели между раскосами для отвода из пояса воды, стекающей по доскам раскосов.

Главные фермы связаны продольными горизонтальными и вертикальными поперечными связями. Горизонтальные связи расположены между фермами вдоль верхнего и нижнего поясов. Связи имеют брусчатые диагонали и металлические тяжи. Диагонали горизонтальных связей примыкают к поясам в месте расположения стоек жесткости и своими торцами частично упираются в эти стойки, частично — в боковую поверхность поясов. Для укрепления диагоналей поставлены специальные бруски длиной по 0,8 и 1,0 м, поддерживающие диагонали связей и притянутые к поясам главных ферм болтами (фиг. 378 и 379).

Тяжи связей расположены в плоскостях стоек жесткости.

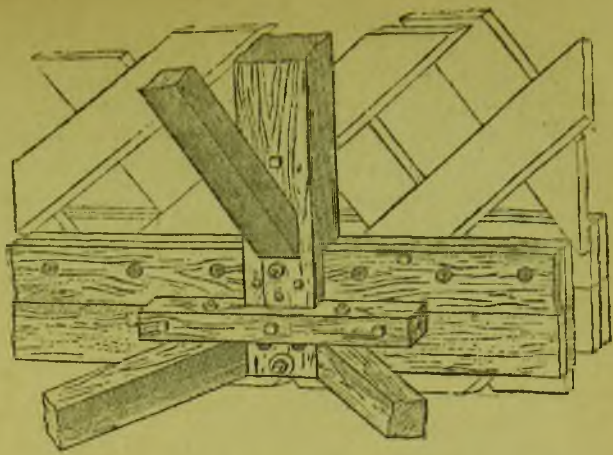
Кроме горизонтальных связей, пролетное строение имеет и вертикальные поперечные связи в виде крестов из брусков, расположенных в плоскости стоек жесткости.

Диагонали вертикальных связей врубаются в стойки жесткости зубом; в месте взаимного пересечения диагонали врублены друг в друга в полдерева.

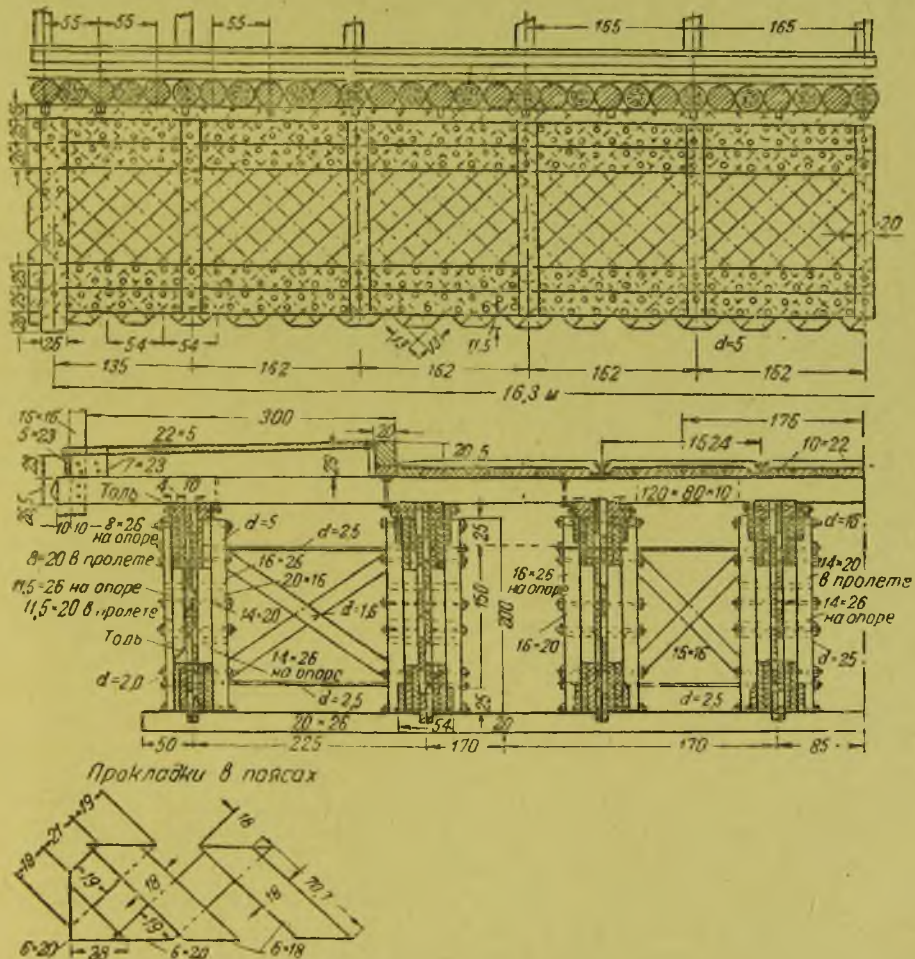
Так как усилия в элементах решетки по мере приближения к опорам возрастают, то в пролетных строениях с одноярусными поясами для крепления опорных раскосов количество нагелей, которое размещается в месте пересечения раскоса с поясом, может оказаться недостаточным. Поэтому пояса в первых панелях могут быть снабжены дополнительными досками, располагаемыми в виде вторых ярусов, обхватывающих решетчатую

стенку фермы и служащих для увеличения фронта расстановки болтов и нагелей.

На фиг. 380 представлена конструкция пролетного строения с фермами системы Тауна, предназначенного для пропуска городского движения с автомобильной нагрузкой Н10 и двумя путями трамвая в виде четырехосных вагонов с давлением 8 т на ось.



Фиг. 379. Деталь примыкания связей к узлу нижнего пояса.



Фиг. 380. Конструкция пролетного строения с фермами Тауна под городскую нагрузку.

Пролет главных ферм $l=16,3$ м, полная высота главных ферм 2 м, ширина проезда по мосту 9 м, ширина тротуаров по 3 м.

Пролетное строение состоит из восьми ферм, расположенных друг от друга на расстоянии 1,7 м под проезжей частью и 2,25 м — под тротуарами.

Пояса ферм двухрусные, причем в шести средних фермах каждый пояс состоит из 10 досок, а в двух крайних, менее нагруженных, из 8 досок.

Решетка ферм — шестираскосной системы. Прикрепление раскосов и перекрытие поясов осуществлены при помощи дубовых нагелей $d=5$ см. Болты применены в небольшом количестве лишь для стяжки пакетов досок и в расчет не введены.

Зазоры между досками раскосов, образующиеся при закреплении концов раскосов между ветвями поясов, заполнены дощатыми прокладками (см. деталь на фиг. 380).

Фермы связаны попарно поперечными связями из деревянных крестов и металлических тяжей. Продольные связи отсутствуют, что в данном случае допустимо вследствие большой ширины моста по сравнению с его пролетом. Для лучшей связи с фермами часть поперечин прикрепляется к поясам ферм уголковыми корытышками и болтами.

Поперечины разрезаны по ширине моста и лежат вперевязку, что, уменьшая их строительную длину, одновременно дает возможность производить ремонт проезжей части или смену ферм одной половины моста, не прерывая движения по другой.

На поперечины уложен дощатый настил, покрытый слоем асфальта переменной толщины, для придания проезжей части поперечного уклона. Проезжая часть имеет также и продольный уклон. Для отвода воды, стекающей к колесоотбойным брусам, через каждые 4 м устроены водоотводные трубы.

Для защиты от загнивания верхние пояса ферм покрыты толем, а наружные фермы, кроме того, обшиты слоем тонких (2 см) досок.

§ 56. Расчет ферм системы Тауна

В расчетном отношении фермы Тауна представляют собой сложную статически неопределимую систему со многими лишними неизвестными. Точный расчет ферм

Тауна поэтому практически не применяется. Определение усилий в фермах Тауна принято производить в предположении, что изгибающие моменты в ферме воспринимаются поясами, поперечные же силы — раскосами решетки. При этом принимается также весьма близкое к действительности предположение, что усилия в раскосах, пересекаемых одним вертикальным сечением, равны.

Действительно, рассматривая вертикальное сечение фермы $x-x$ (фиг. 381) и прикладывая к пересеченным элементам решетки неизвестные усилия D , равные по величине, но разнонаправленные в восходящих и нисходящих раскосах, приходим к следующим выводам.

Так как усилия в раскосах равны по величине, то каждая пара усилий может быть приведена к вертикальной равнодействующей:

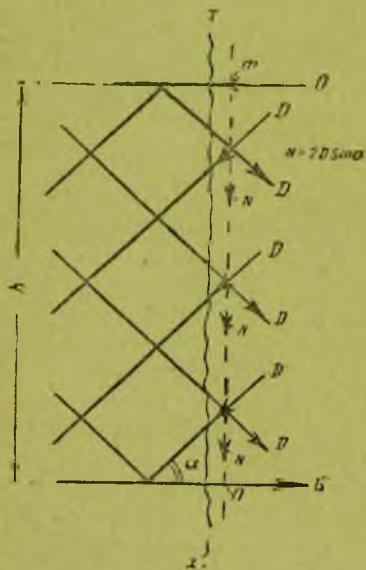
$$N = 2 D \sin \alpha.$$

Так как силы N лежат на одной вертикали, проходящей через центры пересечений раскосов, то усилия D в пересеченных элементах решетки могут быть заменены одной вертикальной равнодействующей, равной

$$\sum N = k D \sin \alpha,$$

где k — число систем раскосов в ферме.

Тогда, очевидно, усилия в обоих поясах U и O определяются по моментам относительно моментных точек m и n , лежащих на пересечении равнодействующих N с поясами.



Фиг. 381. К расчету ферм Тауна.

Следовательно:

$$U = \frac{M_m}{h};$$

$$O = \frac{M_n}{h}.$$

Усилия в элементах решетки получим из условия:

$$Q = \Sigma N = k D \sin \alpha,$$

откуда

$$D = \frac{Q}{k \sin \alpha}.$$

На фиг. 382 приведены линии влияния усилий в поясах и раскосах для n -й панели, а также линия влияния усилий в раскосах у опоры.

Подбор сечений поясов производится обычными способами. В растянутых поясах за рабочую площадь принимают сечение всех досок, за исключением исполняющих роль стыковых накладок, с учетом ослабления их нагелями и болтами. При этом следует учитывать возможность косо́го разрыва досок. При частом расположении болтов и нагелей, что обычно бывает в мостовых фермах, вследствие опасности косо́го разрыва принято учитывать в расчетном сечении растянутых поясов лишь не перерезанные волокна дерева. Шахматная расстановка нагелей и болтов поэтому не дает преимущества в отношении ослабления сечения перед рядовой. Лишь при расстоянии между нагелями (болтами), значительно превышающем нормальное (см. расчет нагельных соединений), опасность косо́го разрыва может приниматься по рассматриваемому поперечному сечению.

Сечение растянутых поясов должно быть проверено в середине пролета и во всех сечениях, проведенных через стыки, если сечение пояса изменяется по длине пролета.

В сжатых поясах расчет производится на прочность и на устойчивость. Рабочую площадь сжатого пояса при расчете на прочность принимают равной сечению всех досок с учетом ослабления их только болтами. При расчете на устойчивость рабочую площадь принимают равной сечению всех досок без учета ослабления, причем проверка на продольный изгиб необходима только в горизонтальной плоскости. Проверку на продольный изгиб нужно производить для всего сечения в целом, а также и для отдельных досок, составляющих пояс.

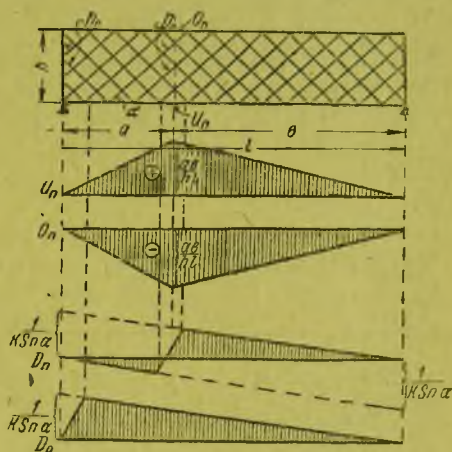
При проверке на продольный изгиб всего сечения пояса в целом гибкость его определяется формулой:

$$\lambda = \frac{l}{\rho},$$

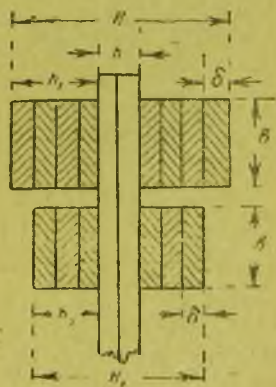
где l — свободная длина пояса при изгибе из плоскости фермы, равная расстоянию между узлами верхних горизонтальных связей;

$$\rho = \sqrt{\frac{J}{F}},$$

где J и F — момент инерции и площадь сечения пояса.



Фиг. 382. Линии влияния усилий в элементах фермы Тауба.



Фиг. 383. К расчету сечения верхнего пояса.

Для сечения пояса, приведенного на фиг. 383:

$$J = \frac{1}{12} b (H^3 + H_1^3 - 2h^3),$$

$$F = 2b (h_1 + h_2).$$

При проверке на продольный изгиб отдельной доски пояса гибкость ее:

$$\lambda_0 = \frac{l_0}{\rho_0},$$

где l_0 — свободная длина отдельной доски, принимаемая равной расстоянию между стяжными болтами;

$$\rho_0 = \frac{\delta}{\sqrt{12}} = \frac{\delta}{3,46} \text{ — радиус инерции доски толщиной } \delta.$$

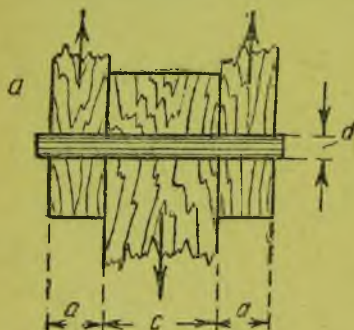
Расстояние между стяжными болтами l_0 следует назначать так, чтобы гибкость отдельной доски была не более гибкости всего пояса в целом λ , т. е.

$$\lambda_0 \leq \lambda.$$

Размеры элементов решетки определяются расчетом сжатых раскосов. При проверке сжатых раскосов на продольный изгиб из плоскости ферм за свободную длину их обычно условно принимают удвоенное расстояние между центрами пересечения раскосов.

Расчет нагельных соединений

Вследствие сложности точного расчета нагельных соединений принято пользоваться приближенными методами, основанными на ряде условных предположений, упрощающих расчетную схему.



Под действием передаваемых усилий нагель изгибается и создает неравномерные давления по поверхности гнезда, в котором он находится (фиг. 384, а, б). В пределах средней доски эпюра этих давлений имеет криволинейное очертание (фиг. 384, в). Заменяя приближенно эту эпюру двумя треугольниками (фиг. 384, г), получим условие прочности нагеля при работе его на изгиб:

$$M = \frac{\sigma_{см} e d}{2} \cdot \frac{e}{3} \leq W \sigma_u, \quad (1)$$

где: $\sigma_{см}$ — наибольшее напряжение (бортовое смятие) под нагелем;

e — длина условного участка смятия;

d — диаметр нагеля;

W — момент сопротивления сечения нагеля;

σ_u — допускаемое напряжение нагеля на изгиб.

Подставляя в формулу (1) значение момента сопротивления W и полагая, что наибольшее напряжение смятия $\sigma_{см}$ достигает допускаемого, получаем:

$$\sigma_{см} \frac{e^2 d}{6} \leq \frac{\pi d^3}{32} \sigma_u,$$

откуда длина условного участка смятия:

$$e = 0,78 d \sqrt{\frac{\sigma_u}{\sigma_{см}}}.$$

Фиг. 384. Схема работы нагеля.

Разрушение нагельного соединения может происходить от изгиба нагеля или смятия в местах соприкосновения нагеля с гнездом. Наибольшее допускаемое усилие, могущее действовать с каждой стороны нагеля (фиг. 384), условно называемое допу-

скаемым усилием на каждый „срез“ нагеля из условия прочности его на изгиб, может быть тогда выражено формулой:

$$T_n = \sigma_{см} \frac{ed}{2} = kd^2 \sqrt{\sigma_u \sigma_{см}}, \tag{2}$$

где k — коэффициент, зависящий от действительного распределения напряжений смятия по длине нагеля, определяемый обычно опытным путем.

Из условий прочности на смятие в местах соприкосновения нагеля с соединяемыми элементами получаем:

для среднего элемента:

$$T_n = k_1 cd \sigma_{см}, \tag{3}$$

для крайних элементов

$$T_n = k_2 ad \sigma_{см}, \tag{4}$$

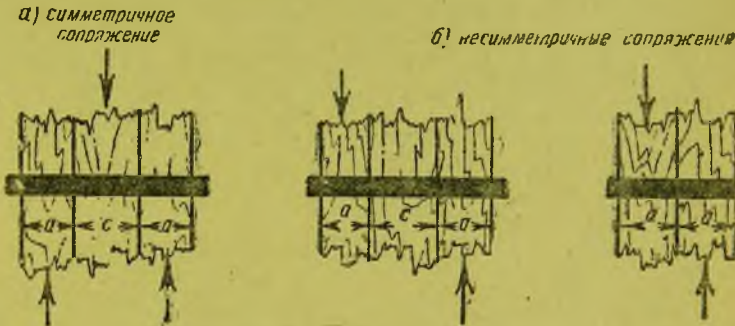
где: k_1 и k_2 — коэффициенты, определяемые опытным путем, учитывающие неравномерность распределения напряжений смятия и характер работы нагеля;

c и a — толщина среднего и крайних элементов;

$\sigma_{см}$ — допускаемое напряжение на бортовое смятие дерева в нагельных соединениях, зависящее от качества применяемого леса и угла между направлением смятия и волокнами.

По нормам и техническим условиям проектирования деревянных конструкций (ОСТ 90001—38) значения коэффициентов k , k_1 и k_2 для расчета нагелей предлагается принимать:

$$k = 0,4; \\ k_1 = \frac{0,5}{1 + \frac{c}{k_n d}}; \\ k_2 = 0,25.$$



Фиг. 385. Схемы работы нагеля.

Коэффициент k_n принимается в зависимости от рода нагелей:

для дубовых нагелей $k_n = 1$,

для нагелей из круглого железа и трубчатых $k_n = 3$,

для гвоздей $k_n = 5$.

Значение коэффициента k_1 для симметричных нагельных соединений (фиг. 385, а), в которых нагели работают на двойное или многократное срезывание, принимается не более 0,25; для несимметрично загруженных нагелей (фиг. 385, б), работающих на единичное срезывание, — не более 0,20.

В нагельных и болтовых соединениях для мостов из полусухого леса можно принимать:

а) допускаемое напряжение на бортовое смятие вдоль волокон гнезда нагеля, независимо от диаметра нагеля, 130 кг/см² для сосны и 170 кг/см² для дуба;

б) допускаемое напряжение на смятие поперек волокон гнезда нагеля в зависимости от диаметра нагеля согласно табл. 17.

Таблица 17

Допускаемое бортовое смятие гнезда нагеля поперек волокон, кг/см²

Порода леса \ Диаметр нагеля, см	0,65 и менее	0,8	1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0 и более
Сосна	130	105	95	85	75	70	65	60
Дуб	170	140	130	125	120	110	105	100

в) допускаемое напряжение на бортовое смятие дубового нагеля (поперек волокон): для нагелей диаметром $d \leq 1,2$ см — 130 кг/см², для нагелей диаметром $d > 4,0$ см — 70 кг/см²; для промежуточных диаметров — по интерполяции.

Допускаемое напряжение на изгиб дубовых нагелей можно принимать равным допускаемому напряжению на смятие нагеля поперек волокон. Для металлических нагелей и болтов допускаемое напряжение на изгиб принимают 1400 кг см².

Нагели и болты, как рабочие, так и сплавляющие, рекомендуется располагать в рядовом или шахматном порядке и не менее чем в два ряда.

Наименьшее расстояние s между осями нагелей или болтов, последовательно размещенных вдоль одного волокна деревянного элемента, может быть подсчитано из условия равнопрочности дерева на смятие под нагелем и на скалывание между нагелями по формуле:

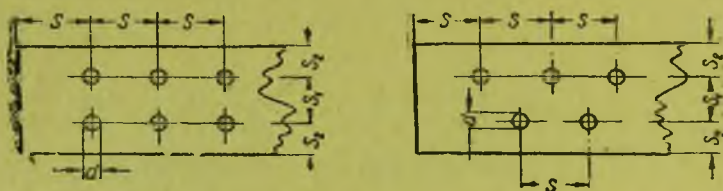
$$s_{\min} = d \left(\frac{\sigma_{см}}{2\tau} + 1 \right), \quad (5)$$

где τ — допускаемое напряжение на равномерное скалывание соединяемых элементов вдоль волокон.

Рекомендуется принимать расстояние s между нагелями, а также расстояние оси нагеля от торцевого края элемента (фиг. 386):

$$s \geq 6d.$$

Расстояние s_1 между осями нагелей в поперечном направлении следует делать не менее $3d$. Расстояние s_2 от оси нагеля до продольной кромки элемента — не менее $2,0—2,5d$.



Фиг. 386. Размещение нагелей.

Ослабление поперечного сечения элемента при шахматном расположении нагелей учитывается как суммарное от соседних рядов при $s \leq 3d$ и как ослабленное только нагелями, поставленными в рассматриваемом поперечном сечении, при $s \geq 10d$; для промежуточных значений s расчетное ослабление определяют по интерполяции.

Для определения мест обрыва досок в поясах, а также разбивки стыков отдельных досок обычно пользуются построением эпюры материалов поясов. Принцип построения эпюры материалов заключается в том, что строят эпюру наибольших усилий, действующих в последовательных сечениях по длине фермы, имеющую параболический вид; затем в том же масштабе наносят в виде полос усилия, выдерживаемые сечением поясов при различном числе досок.

Величина наибольшего усилия, выдерживаемого растянутым поясом:

$$U_n = \sigma_p F_{\text{netto}},$$

где: σ_p — допускаемое напряжение дерева на растяжение;

F_{netto} — рабочая площадь сечения пояса за вычетом ослабления нагелями и болтами, без учета досок, служащих накладками.

В сжатом поясе:

$$O_n = \sigma_c \varphi F_{\text{brutto}},$$

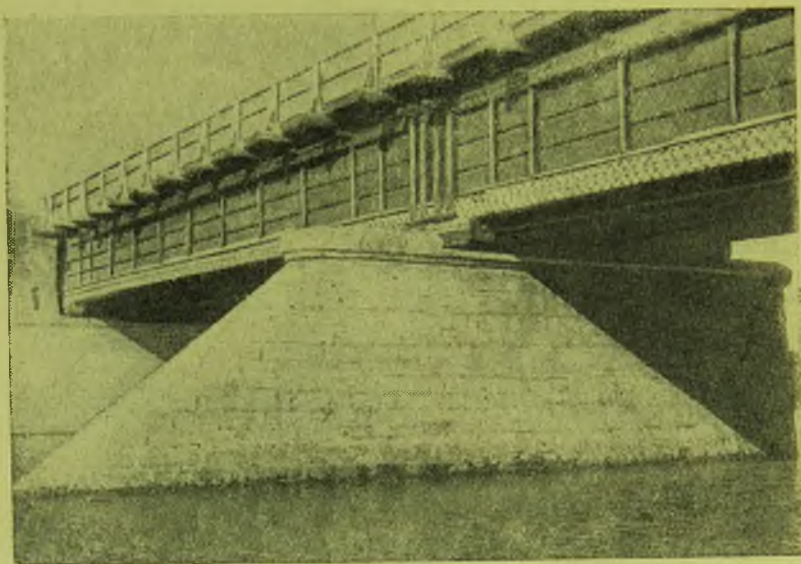
где: φ — коэффициент продольного изгиба рассматриваемого элемента пояса;

σ_c — допускаемое напряжение дерева на сжатие;

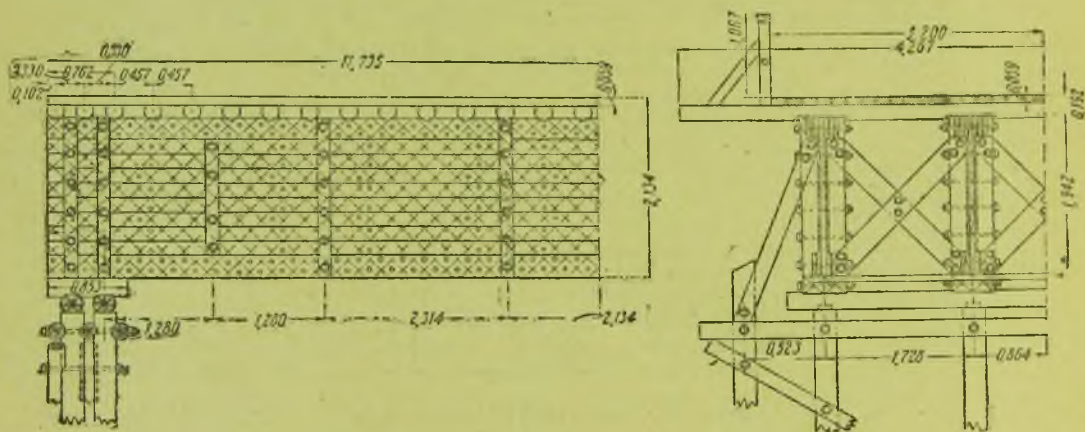
F_{brutto} — полная площадь сечения пояса.

Места пересечения эпюры наибольших усилий с эпюрой усилий, выдерживаемых досками поясов, определяют теоретическое положение мест возможного обрыва досок. Фактически каждая доска должна быть продолжена за теоретическое место обрыва на длину, достаточную для размещения нагелей, необходимых для передачи расчетного усилия одной доски. Доски обычно обрывают попарно.

типа Лембке с гвоздевыми соединениями — см. § 59), а используются лишь для временных сооружений (например, временные мосты, подмости для постройки металлических и других мостов), где требуются простота и компактность конструкции при коротком сроке службы.



Фиг. 388. Общий вид моста с фермами системы Лембке.



Фиг. 389. Конструкция пролетного строения с фермами Лембке.

§ 58. Новые способы соединения деревянных элементов

Из новых способов соединения деревянных элементов, используемых в промышленном и гражданском строительстве, в мостах находят применение соединения на различного рода кольцевых шпонках, соединения на гвоздях и трубчатых нагелях. Кроме этих способов соединения, заимствованных из промышленно-жилищного строительства, были попытки применения для деревянных мостов ряда специфических соединений новейшего типа, специально приспособленных к конструкциям деревянных мостов, — соединения на металлических гребенчатых накладках, комутные соединения и др.

Кольцевые соединения

Из большого числа различных видов кольцевых шпонок для мостов находили применение кольца Тухшерера, Дехолля, Квятковского, зубчато-кольцевые, когтевые и некоторые другие.

Кольцо Тухшерера представляет собой изогнутый кусок полосового железа (фиг. 390). Кольцо вкладывают в кольцевые пазы, сделанные в обоих соединяемых элементах, после чего плотно стягивают болтом.

Благодаря имеющемуся разрезу кольцо Тухшерера обладает упругостью, способствующей плотному примыканию его к дереву и равномерной работе соединения на смятие. При этом внешняя часть бруса снаружи кольца и его часть внутри кольца, называемая сердечником, воспринимают одинаковые скалывающие усилия (фиг. 391).

Допускаемое усилие на кольцевую шпонку Тухшерера по смятию:

$$P = bd_0[\sigma_{см}]_d,$$

по скалыванию:

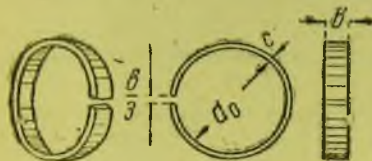
$$P = \frac{\pi d_0^2}{2}[\tau]_d$$

где: b — ширина кольца;

d_0 — внутренний диаметр кольца;

$[\sigma_{см}]_d$ и $[\tau]_d$ — допускаемые напряжения дерева на смятие шпонкой и на скалывание, зависящие от направления действующего усилия по отношению к волокнам.

Кольцевые шпонки Тухшерера стандартизованы, поэтому основные размеры колец следует принимать в соответствии с нормальным сортаментом.



Фиг. 390. Кольцо Тухшерера.



Фиг. 391. Схема работы кольцевого соединения.

Применяя кольца нормального сортамента, проверки на скалывание можно не делать, так как смятие, как правило, оказывается более опасным. Ширина кольцевой шпонки b должна быть не более $0,2d_0$ и не менее 2 см. Врезки колец на различную глубину в соединяемые части допускать нельзя. В одной и той же конструкции кольца одинакового диаметра должны иметь одинаковую ширину.

Расстояние от центра кольца до торца доски следует делать не менее $1,5d_0$ для растянутых и d_0 для сжатых элементов. Расстояние между центрами соседних колец следует принимать не менее $2d_0$. Ширина доски должна быть не менее $d_0 + 4,0$ см, толщина же доски — не менее $b + 3,0$ см.

Ослабление кольцом соединяемых элементов принимается равным

$$\frac{b}{2}(d_0 + 2c),$$

т. е. произведению наружного диаметра на половину ширины кольца. При этом ослабление болтовой дырой не учитывается. Число последовательно стоящих друг за другом (по направлению действующего усилия) колец в соединении не должно быть более 2—3, во избежание неравномерности распределения усилий между ними.

Обработку кольцевых пазов для шпонок Тухшерера производят при помощи специальных станочков.

Ширину и глубину желобков нужно делать с небольшим запасом по сравнению с размером кольца (около 1 мм) для облегчения его вкладывания.

Чрезмерный запас (особенно по глубине желобков) недопустим, так как может послужить причиной неправильного расположения кольца и уменьшения несущей способности соединения.

Зазор в кольце следует располагать на диаметре, перпендикулярном действующим усилиям.

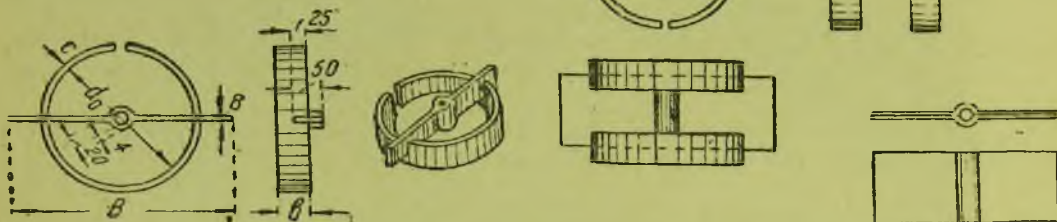
Основные недостатки соединений на кольцах Тухшерера следующие: трудность передачи соединением больших усилий при сопряжении элементов под косыми углами; необходимость тщательного отбора леса для элементов сооружения и возможность разрушения в случае применения леса с какими-либо дефектами в пределах соединения.

сложность обработки леса, требующая специального оборудования и квалифицированной рабочей силы; необходимость применения пиленого леса и легкая загниваемость дерева в местах соединений; затруднительность наблюдения за состоянием соединений в процессе эксплуатации сооружения.

Усиление кольцевого соединения при передаче больших усилий в случае действия их поперек волокон может быть достигнуто применением шпонок Дехалля (фиг. 392) или Квятковского (фиг. 393).

Кольцо Дехалля имеет металлическую пластинку, врезаемую в соединяемый элемент вдоль волокон и распределяющую напряжения смятия на большую площадь.

Увеличивая ширину пластинки до величины, равной ширине того из соединяемых элементов, усилие на который действует поперек волокон, получим кольцо системы Квятковского.



Фиг. 392. Кольцевое соединение Дехалля. Фиг. 393. Кольцевое соединение Квятковского.

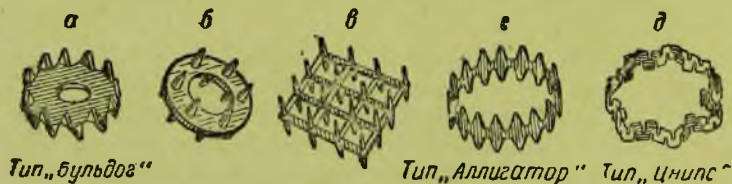
В середине пластинок колец Дехалля и Квятковского сделано отверстие для пропуска болта.

Ввиду указанных недостатков соединения на гладких кольцевых шпонках (Тухшерера, Дехалля, Квятковского и др.) могут быть допущены лишь для конструкций заводского механизированного изготовления, выполняемых из высококачественного лесного материала. При обычных условиях изготовления мостовых конструкций применение гладких кольцевых соединений не может быть рекомендовано.

Другой тип соединения деревянных элементов это — когтевые (фиг. 394, а, б, в) и зубчато-кольцевые (фиг. 394, г, д) шпонки.

Применение когтевых и зубчато-кольцевых шпонок для сопряжений деревянных элементов имеет целью упростить обработку и сборку элементов и увеличить надежность соединения.

Сборка сопряжения на когтевых или зубчато-кольцевых шпонках производится без какой-либо предварительной обработки гнезд для шпонок. Шпонки закладывают между соединяемыми элементами; под давлением специального сжимного приспособления шпонки врезаются зубцами в древесину. Соединения стягивают болтами.



Фиг. 394. Типы когтевых и зубчато-кольцевых шпонок.

Получаемое таким образом сопряжение отличается плотностью, и усилия распределяются через большое число сравнительно мелких зубцов. Последнее свойство дает соединениям на когтевых и зубчато-кольцевых шпонках почти одинаковую прочность при работе как вдоль, так и поперек волокон, а также значительно меньшую зависимость сопряжения от наличия дефектов древесины (сравнительно со всеми видами гладких кольцевых шпонок).

Основные размеры зубчато-кольцевых шпонок системы ЦНИПС и допускаемые усилия на них могут быть приняты по табл. 18.

При размещении зубчатых кольцевых шпонок расстояние между ними в свету, а также от шпонки до торца элемента, не должно быть менее диаметра шпонки.

Основные данные о зубчато-кольцевых шпонках системы ЦНИПС

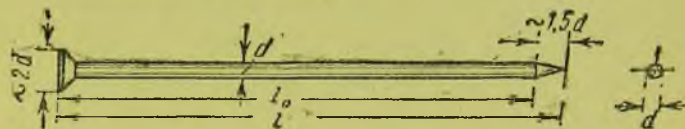
Диаметр шпонки d см	Допускаемое усилие на одну шпонку в воздушно-сухой сосне кг	Площадь ослабления сечения одной шпонкой см ²	Диаметр болта см	Размеры шайбы	
				сторона квадрата см	толщина см
12	1800	16	1,9	9	0,9
14	2100	19	2,2	10	1,0
16	2400	22	2,5	11	1,0
18	2700	24	2,5	12	1,1
20	3000	27	2,9	13	1,2
22	3300	30	2,9	14	1,2

Гвоздевые соединения

В промышленном и гражданском строительстве за последние годы получили распространение деревянные конструкции с соединениями на гвоздях. В мостостроении гвоздевые соединения также нашли применение главным образом для деревянных конструкций в подмостях и кружалах, устраиваемых при возведении массивных мостов. Были также попытки применения гвоздевых соединений для деревянных пролетных строений мостов.

Одним из существенных преимуществ гвоздевых соединений является рассредоточенная передача усилий через большое число гвоздей, равномерно распределяемых по всей площади сопряжения.

Благодаря такому дробному распределению усилия гвоздями значительно увеличивается надежность соединения и уменьшается опасность местных дефектов древесины в пределах сопряжения.



Фиг. 395. Строительный проволоочный гвоздь.

Кроме того, соединение гвоздями имеет одинаковую крепость как вдоль, так и поперек волокон и дает небольшое ослабление сечений соединяемых элементов.

Гвоздевые соединения отличаются простотой выполнения и значительными удобствами конструктивного разрешения мостовых пролетных строений и их деталей.

По форме поперечного сечения и обработке концов гвозди, применяемые в инженерных конструкциях, могут быть круглые, трехгранные, квадратные и крестовые.

Для соединения элементов деревянных мостовых конструкций наиболее применимы обыкновенные круглые строительные проволоочные гвозди (фиг. 395). Диаметр применяемых гвоздей d обычно бывает от 2 до 8 мм, длина l — от 50 до 250 мм.

При соединении элементов из хвойных лесных пород гвозди загоняют в цельную древесину, без предварительного просверливания отверстия. При соединении гвоздями элементов из более твердого леса (например, дуба, бука и др.) следует предварительно просверливать гнезда для гвоздей, причем диаметр отверстия должен быть несколько меньше толщины гвоздя ($0,9 d$), глубина же отверстия — не менее $0,4 l$.

Сшивка тонких досок толстыми гвоздями может привести к раскалыванию досок, а потому толщина сопрягаемых элементов должна быть не менее четырехкратного диаметра гвоздей.

Гвозди с наибольшим успехом могут применяться для соединения дощатых элементов или для прикрепления дощатых элементов к брусчатым. При этом сопряжения воспринимают на себя сдвигающее усилие между соединяемыми частями конструкции, и гвозди работают на срезывание.

Может быть допущена работа гвоздевого соединения и на выдергивание, но лишь в том случае, если гвозди забиты на достаточную глубину и не в заранее просверленные отверстия.

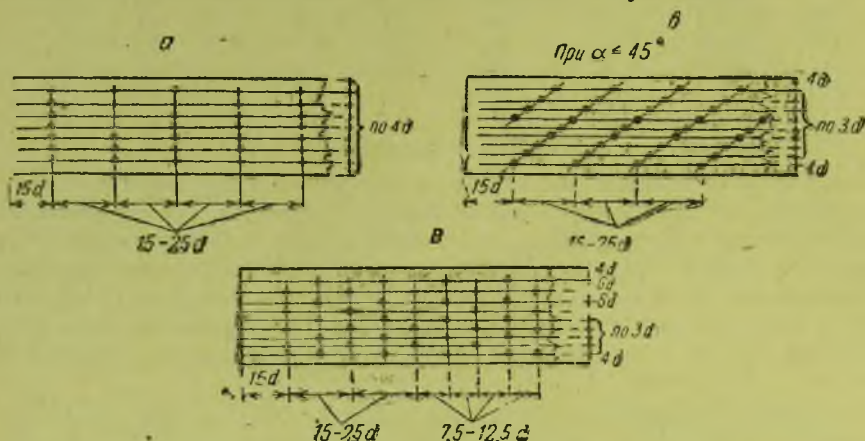
Допускаемые усилия на один срез гвоздя определяются теми же формулами, что и для нагелей (см. § 56). При этом допускаемое напряжение на изгиб в проволоочных гвоздях принимают $\sigma_u = 3750$ кг/см². При расчете сопряжений элементов со сплошной стенкой из перекрестных досок допускаемое усилие на один срез гвоздя определяется, как для сопряжений элементов вдоль волокон с введением коэффициентов:

- а) для симметричных сопряжений — 0,8,
 б) для несимметричных сопряжений — 0,7.

За расчетную толщину стенки при этом принимают суммарную толщину составляющих ее досок.

В растянутых элементах, пробитых гвоздями, необходима проверка ослабленного сечения. При этом ослабление от каждого гвоздя можно приближенно принимать равным $0,8 db$, где d — диаметр гвоздя и b — толщина рассчитываемого элемента; коэффициент 0,8 учитывает обмятие древесины вокруг гвоздя.

В сжатых элементах ослабление сечения гвоздями не учитывают.



Фиг. 396. Способы размещения гвоздей.

Расчет гвоздевых соединений, работающих на выдергивание, производится на основе следующих данных.

Сопротивление гвоздя выдергиванию при толщине его до 5 мм определяется по формуле:

$$s = \pi d l_0 \tau,$$

где: $\pi d l_0$ — поверхность сцепления гвоздя с древесиной, без учета заостренной его части;

l_0 — длина цилиндрической части гвоздя (см. фиг. 395);

τ — допускаемое напряжение на сцепление поверхности гвоздя с древесиной, принимаемое не более $3,5 \text{ кг/см}^2$ для гвоздей, забитых в древесину перпендикулярно волокнам.

Гвозди толщиной более 5 мм хуже сцепляются с деревом, чем тонкие, а потому сопротивление выдергиванию более толстых гвоздей рекомендуется принимать равным сопротивлению гвоздя $d = 5$ мм той же длины.

Учет работы гвоздей на выдергивание допускается при длине забитой части гвоздя за вычетом заострения не менее $10d$.

Работу гвоздей на выдергивание не следует учитывать в сопряжениях из твердых пород, требующих рассверливания отверстия для забивки гвоздей, а также при забивке гвоздей в торец.

В условиях возведения мостов выполнение гвоздевых соединений не может быть столь тщательным, как в заводских условиях, поэтому для соединений, выполняемых на месте сборки моста, следует увеличивать расчетное число гвоздей на $5-10\%$.

Для получения необходимой прочности соединений и предотвращения повреждений древесины нужно соблюдать следующие правила размещения гвоздей.

Во избежание продольных трещин в дереве от расклинивающего действия гвоздей расстояние между гвоздями, забитыми в одно волокно, следует назначать в зависимости от отношения толщины s пробиваемого элемента к диаметру d гвоздя:

$$\text{при } \frac{c}{d} \geq 10 \text{ — не менее } 15d,$$

$$\text{при } \frac{c}{d} = 4 \text{ — не менее } 25d,$$

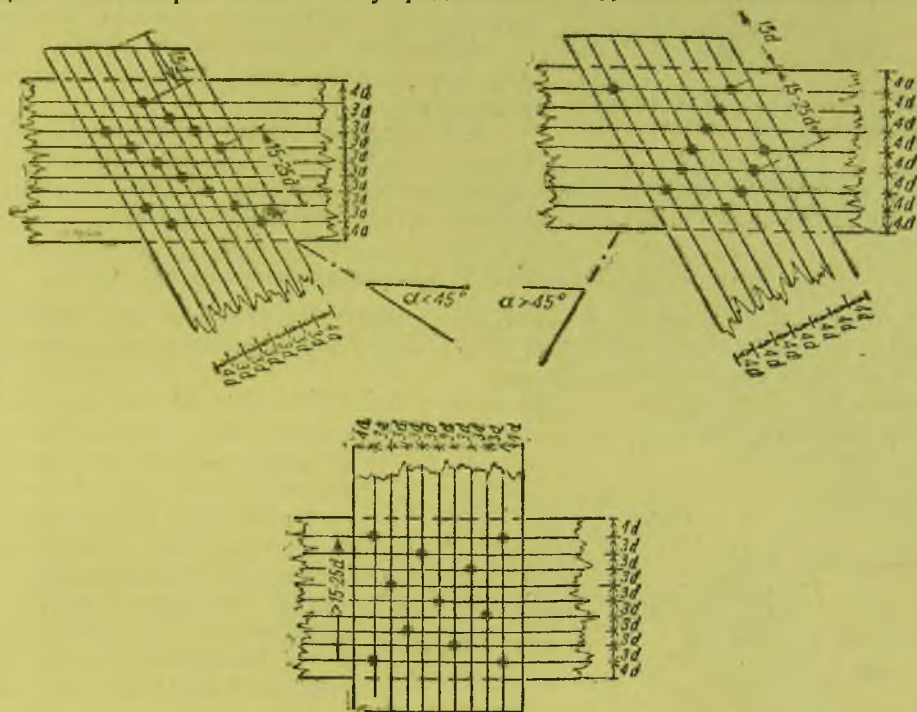
а для промежуточных значений $\frac{c}{d}$ — по интерполяции.

По той же причине крайние гвозди соединения следует ставить на расстоянии не менее $15d$ от торцового конца доски. Расстояние гвоздей от края элемента в направлении поперек волокон должно быть не менее $4d$.

В деревянных инженерных конструкциях находят применение следующие основные способы размещения гвоздей (фиг. 396):

- а) простое рядовое размещение,
- б) размещение наклонными рядами,
- в) шахматное размещение.

При простом рядовом размещении гвоздей расстояние между двумя соседними рядами должно быть не менее $4d$. При наклонных рядах с углом наклона $\alpha \leq 45^\circ$ расстояние между соседними рядами может быть уменьшено до $3d$. При шахматном размещении гвоздей расстояние между продольными полурядами должно быть не менее $3d$.



Фиг. 397. Способы размещения гвоздей в сопряжениях элементов, пересекающихся под углом.

При сопряжении элементов под углом приведенные правила размещения гвоздей должны быть соблюдены в отношении каждого из сопрягаемых элементов.

Примеры размещения гвоздей в сопряжениях элементов, пересекающихся под углом, приведены на фиг. 397.

Недостаток гвоздевых соединений заключается в постепенном нарастании деформаций сопряжений под действием нагрузки. Это особенно проявляется при большой постоянной нагрузке сооружения. Поэтому гвоздевые соединения можно с успехом применять для временных сооружений (подмости и др.). Применение же гвоздевых соединений для мостов особенно больших пролетов требует очень серьезной проверки.

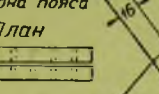
Нагельные соединения

Из различного рода нагельных соединений, применяемых в деревянных промышленных конструкциях, для мостов могут быть использованы лишь дубовые нагели и металлические болтовые и трубчатые нагели.

Дубовые нагели применяют в деревянных мостах уже много десятков лет; подробное описание их приведено в главе о мостах системы Тауна (см. § 54).

Металлические нагели из круглого железа и трубчатые нагели представляют собой новый тип соединения деревянных элементов.

обработка
бретна пояса
План



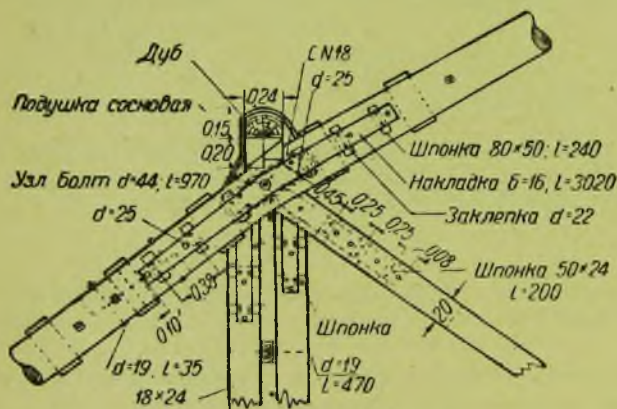
в сборке и требуют сравнительно
ктического применения для мостов т

При применении трубчатых нагелей для узловых сопряжений деревянных мостовых ферм необходимо устройство металлических фасонков. Схема конструкции узлового соединения на трубчатых нагелях с металлической фасонкой приведена на фиг. 398. Фасонка входит в продольные прорези, сделанные в бревнах, и скреплена с последними трубчатыми нагелями; снаружи бревна перекрыты также узкими металлическими накладками.

Лабораторные опыты показывают, что соединения на трубчатых нагелях прочны, просты, незначительной затраты металла и леса. Правубчатые нагели пока не получили.

Металлические шпоночные накладки, аналогичные тем, которые используются для перекрытия стыков в фермах Гау (см. § 48), могут быть применены также для узловых сопряжений деревянных мостовых ферм.

накладок, надетых на общий узловой болт.



$l=50$ м с узловыми сопряжениями на гребенках, неудовлетворительные результаты; поэтому дальнейшее развитие типов соединений не представляется целесообразным.

Даже при точной пригонке соединения не может быть достигнута равномерная работа всех шпонок; в случае же недостаточно аккуратного выполнения соединения работа его становится ненадежной. Соединения на гребенках дают также большие деформации от смятия.

В настоящее время имеются построенные пролетные строения

Для сопряжения элементов деревянных ферм, образованных из круглого леса, было предложено применение хомутного соединения ¹.

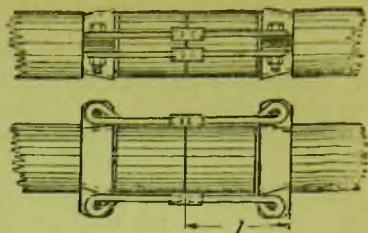
Устройство этого соединения заключается в следующем (фиг. 400). На конец прикрепляемого элемента надевается конический хомут, опирающийся на соответ-

¹ Инж. М. В. Сергеев и И. С. Шомин, Новые соединения в деревянных фермах больших пролетов, изд. ЦИС НКПС, 1933.

ствуюшую коническую кольцевую зарубку в бревне. Между выступами хомута, через прорезь, сделанную в бревне, пропускают диафрагму жесткости хомута из металлической полосы. Болты, стягивающие выступы хомута, проходят также через отверстия в диафрагме.

На эти же болты надеваются тяжи, служащие для прикрепления элемента.

Испытание опытного пролетного строения с хомутным соединением, произведенное НКПС, выявило недостаточную надежность этого способа соединения. Поэтому практического распространения хомутные соединения не получили.



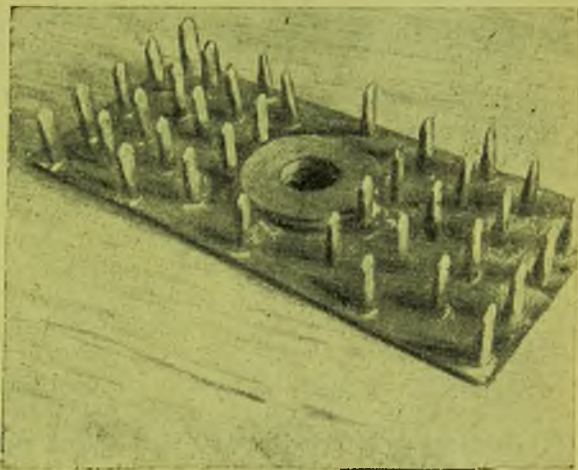
Фиг. 400. Устройство стыка при помощи хомутного соединения.

Соединения на когтевых шайбах

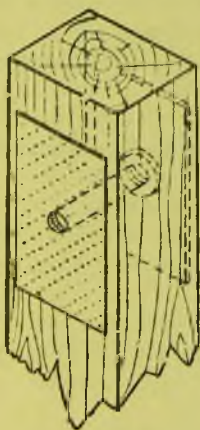
В качестве нового способа соединения деревянных элементов предложено применение так называемых когтевых шайб¹.

Когтевая шайба (фиг. 401) представляет собой металлический лист с прикрепленными к нему заостренными зубьями.

Зубья имеют заточку, облегчающую проникание их в древесину. В середине шайба имеет отверстие с утолщенными краями, служащее для пропуска болта. Когтевые шайбы устанавливают на концах деревянных элементов (фиг. 402) путем вдавливания зубьев шайбы в древесину при помощи домкратного приспособления. Соединение элементов, снабженных когтевыми шайбами, может производиться путем непосредственного надевания всех элементов на общий болт (фиг. 403); для элементов, работающих на растяжение, прикрепление их может быть произведено при помощи металлических полос (фиг. 404).

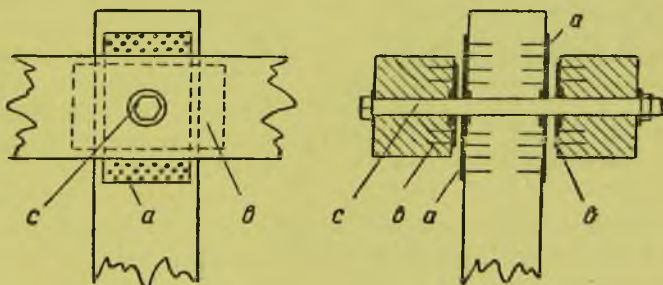


Фиг. 401. Когтевая шайба.



Фиг. 402. Конец деревянного элемента с установленными на нем когтевыми шайбами

Особенность когтевых шайб, таким образом, заключается в передаче усилий с деревянного элемента через когти на шайбы, а с шайб на центральный узловой болт — путем смятия металла о металл.



а-шайба стойки б-шайба пояса с-центральный болт

Фиг. 403. Схема непосредственного сопряжения элементов с когтевыми шайбами на центральном болте.

¹ Когтевые шайбы предложены Научно-исследовательским институтом промышленных сооружений.

Поэтому в соединении элементов не происходит обычной для деревянных мостовых ферм передачи усилий через большое число плоскостей смятия дерева и деформации под нагрузкой должны быть небольшие. Кроме того, соединение элементов при помощи когтевых шайб устраняет возможность деформаций сооружения от усушки элементов.

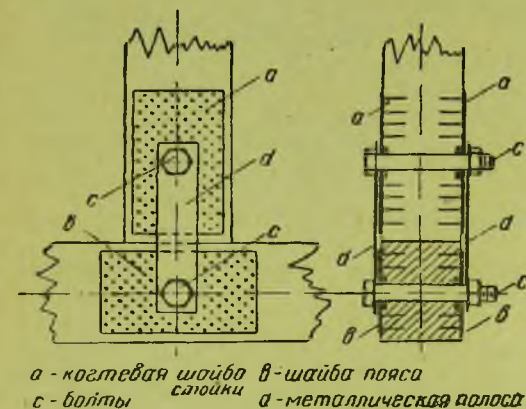
Когтевые шайбы на элементах нужно устанавливать точно и тщательно в заводской обстановке.

Сборка ферм из элементов, снабженных когтевыми шайбами, чрезвычайно проста и может осуществляться весьма быстрыми темпами.

§ 59. Примеры конструкции пролетных строений с применением новых способов сопряжений элементов

Пролетные строения на кольцевых соединениях

Выше указывалось, что передача кольцевыми соединениями больших усилий в сопряжениях элементов, сходящихся под углом, затруднительна вследствие слабого сопротивления кольцевых соединений при работе их поперек волокон.



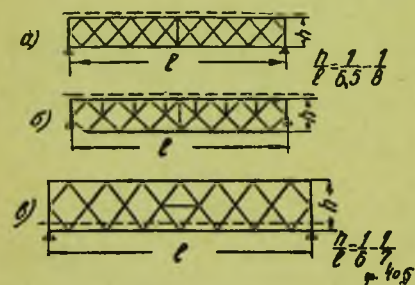
Фиг. 404. Прикрепление растянутого элемента при помощи когтевых шайб и металлических полос.

Поэтому для ферм с кольцевыми соединениями наиболее целесообразно применение схем, в которых элементы решетки имеют возможно меньшие усилия и минимальное количество рабочих элементов, примыкающих к поясам под углом 90° . Указанным требованиям наиболее удовлетворяет ромбическая система Дитца (фиг. 405).

Кроме этих схем для ферм с кольцевыми соединениями, часто применяют также простую раскосную систему.

Пример конструкции пролетного строения с соединениями на кольцах Тухшерера приведен на фиг. 406, 407 и 408.

Пролетное строение с ездой поверху имеет расчетный пролет $l = 21,6$ м, высоту главных ферм 3,0 м. В поперечном сечении пролетное строение имеет четыре главные фермы, расположенные на расстоянии 1,6 м друг от друга.



Фиг. 405. Схемы ферм с кольцевыми соединениями.

Проезжая часть моста с асфальтированным настилом поддерживается поперечными балками из брусев, опирающимися на главные фермы в их узлах (с небольшим эксцентриситетом). Главные фермы с параллельными поясами имеют раскосную решетку с нисходящими раскосами.

Пояса ферм составлены каждый из трех досок 8×26 см с зазорами по 7 см. Доски связаны при помощи прокладок на кольцах и болтах.

Стыки досок поясов, устраиваемые в одном сечении, расположены в пределах панелей и перекрываются дощатыми накладками на кольцевых шпонках и болтах (фиг. 409).

Раскосы составлены из двух или четырех досок, входящих своими концами в зазоры между досками поясов или же обхватывающих пояса снаружи. Прикрепление раскосов к поясам осуществлено при помощи колец Тухшерера.

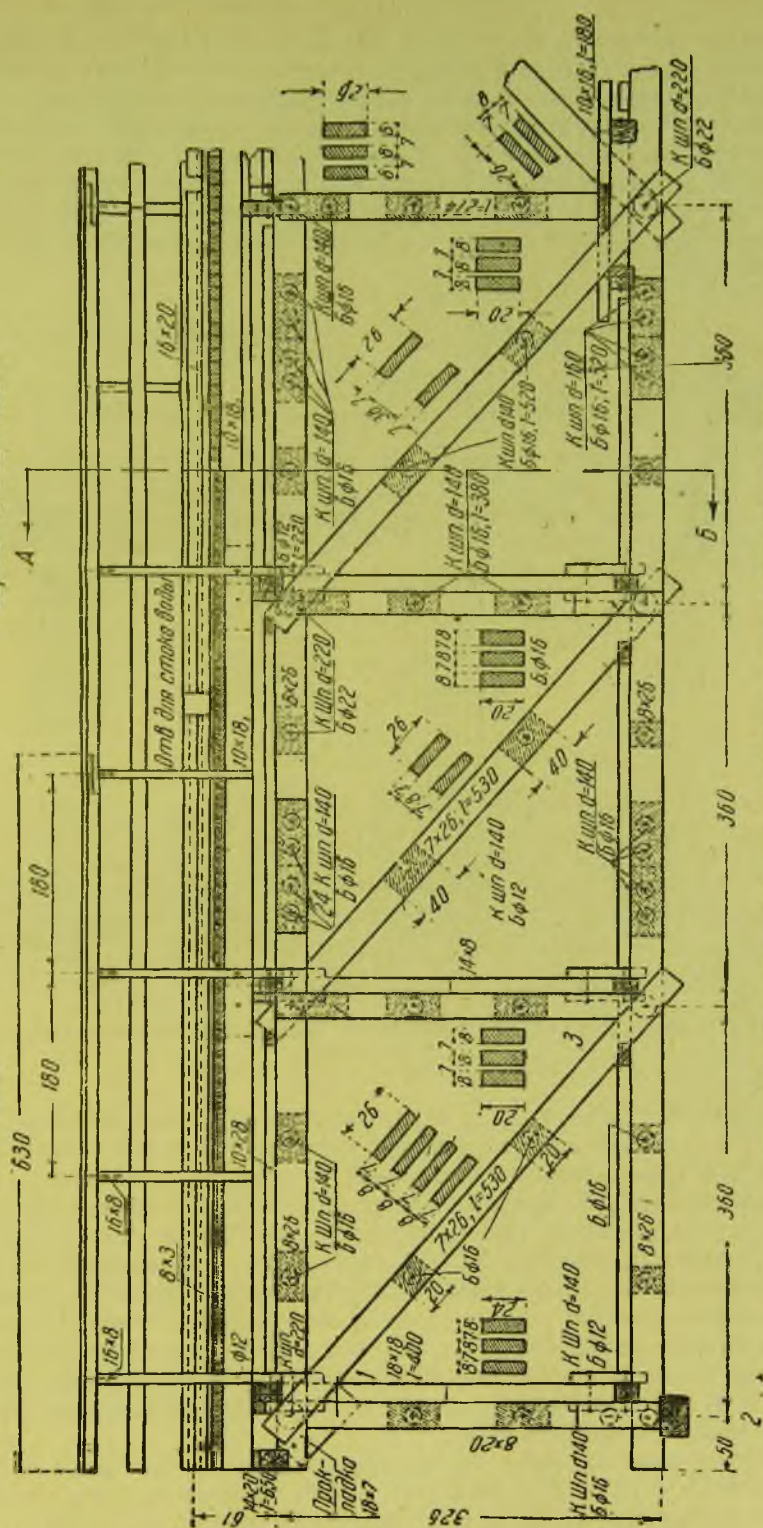
Стойки главных ферм составлены каждая из трех досок, упирающихся в узлах своими торцами в доски поясов. Закрепление стоек в узлах устроено при помощи дощатых коротышей, прикрепленных к стыкам и располагаемых, в зависимости от способа примыкания раскоса, в промежутках между досками пояса или снаружи его.

Коротыши эти прикрепляются к стойкам и поясам кольцами и болтами.

В узле 3 (фиг. 409), где стойка работает только на сжатие и постановка коротышей невозможна, доски стойки прикрепляются к раскосу несколькими гвоздями.

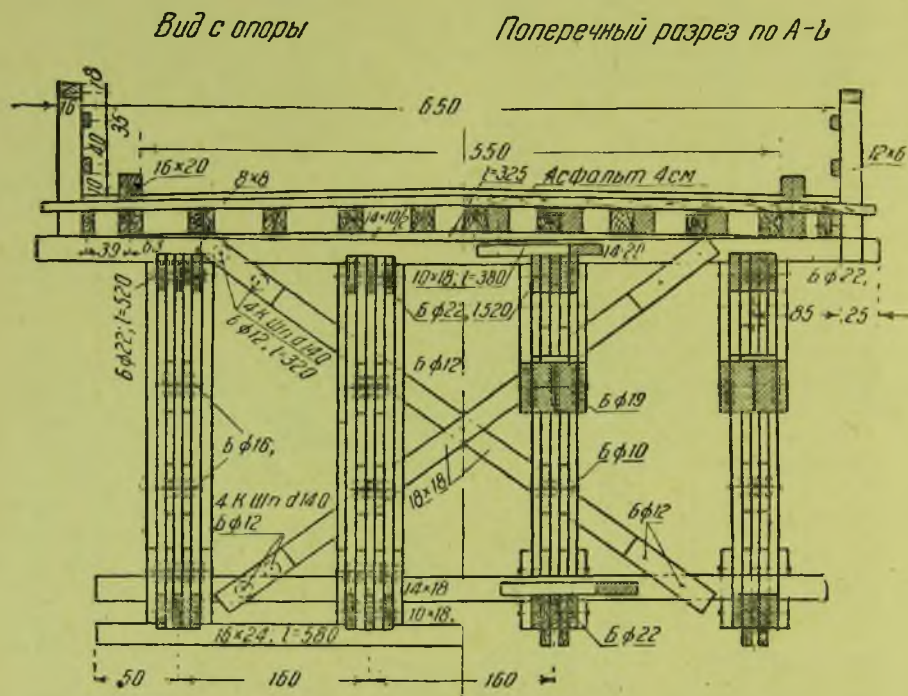
Фасад

Разрез по оси моста



Фиг. 406. Пролетное строение с соединениями на гладких кольцах.

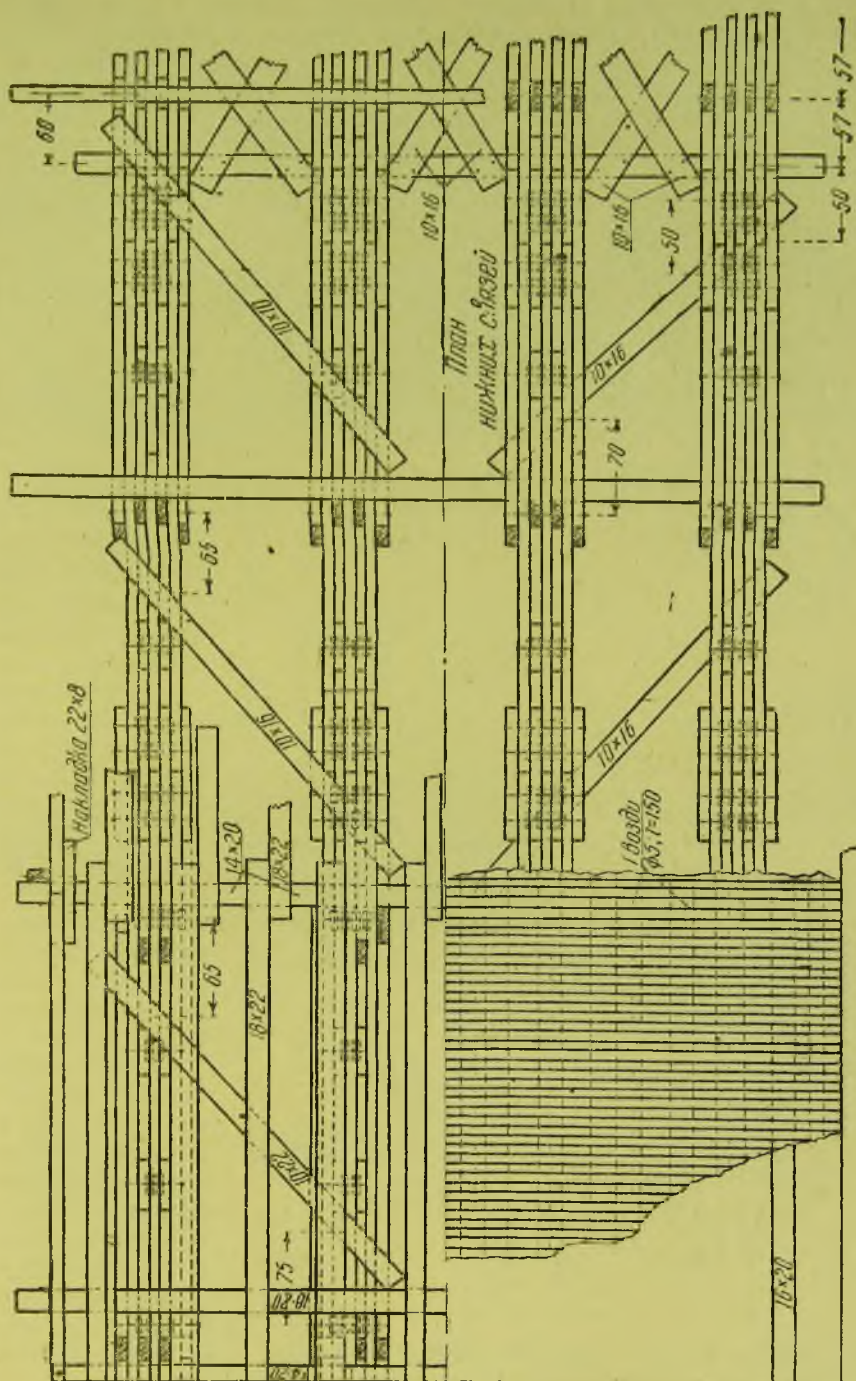
Продольные горизонтальные связи раскосной системы поставлены между крайними фермами пролетного строения. Диагонали связей образованы из досок, уложенных непосредственно на пояса главных ферм и прибитых к ним гвоздями. Распорками верхних связей служат поперечные балки проезжей части; распорками нижних связей служат брусья сечением 14×18 см, уложенные около узлов и врубленные в нижние пояса главных ферм. Средние распорки нижних связей соединены короткими дополнительными диагоналями.



Стойки упираются своими торцами в горизонтальные крошки досок поясов и закреплены в верхних узлах при помощи коротышей, входящих в промежутки между ветвями верхнего пояса, в нижних же узлах — при помощи клиновидных элементов. Раскосы входят своими концами в промежутки между досками поясов. В узлах верх-

План бергшт сѣззев

Плоск



Отдельные фермы были изготовлены полностью на специальной площадке, откуда в готовом виде подвезены на баржах к месту установки и подняты при помощи пловучего деррик-крана. Вес каждой фермы составлял около 13 т.

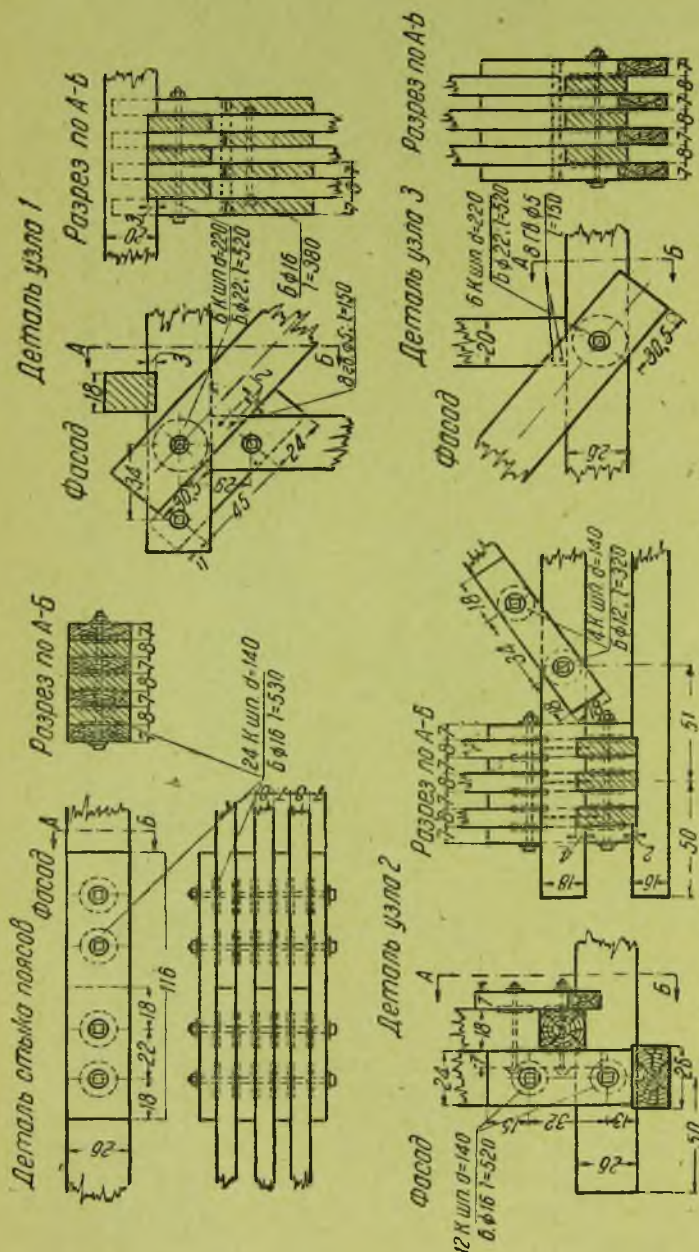
Опоры моста устроены из деревянных пропитанных креозотом свай. Головы свай закреплены в железобетонном рамном ростверке, поддерживающем деревянную башенную конструкцию верхней части опор, непосредственно несущей пролетные строения.

Главным фермам пролетных строений мостов с гвоздевыми соединениями следует придавать такие схемы, при которых усилия в элементах решетки невелики, чтобы тем самым облегчалось их прикрепление в узлах.

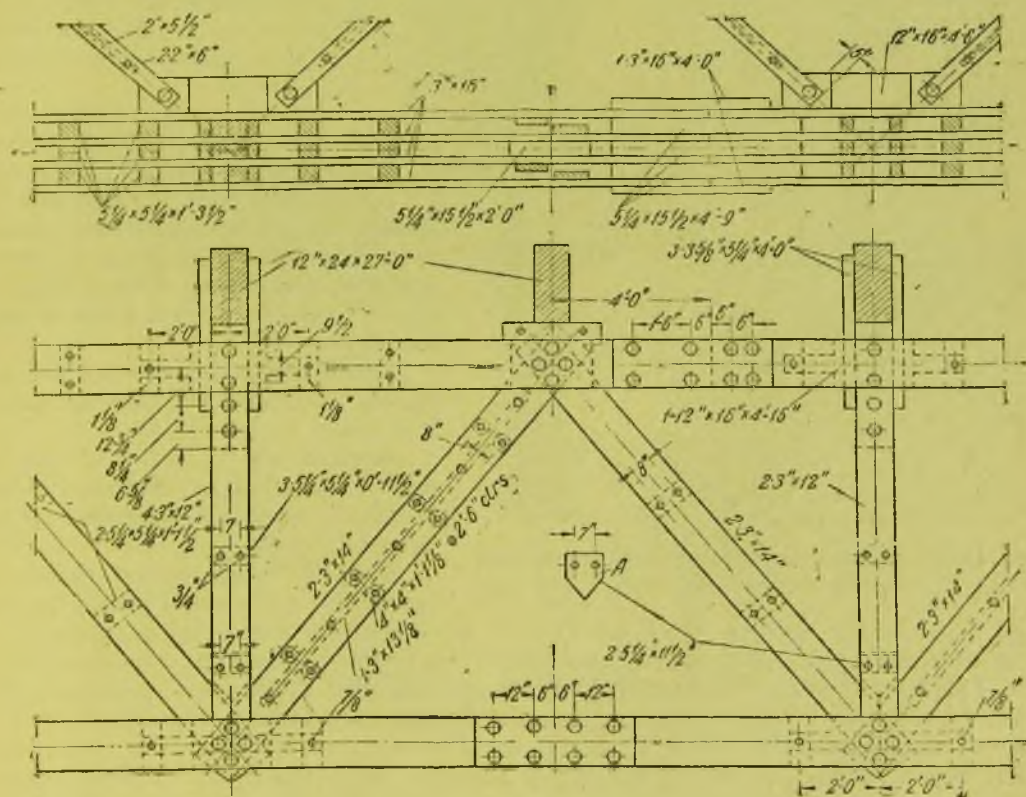
Кроме применения гвоздевых соединений, для многорешетчатых дощатых ферм была также сделана попытка применения гвоздевых соединений для пролетного строения большого пролета ($l = 52,5$ м) с главными фермами полигонального очертания.

Гвоздевые пролетные строения отличаются простотой изготовления и сборки сравнительно с прочими новейшими системами пролетных строений.

На фиг. 412 изображена конструкция легкой гвоздевой фермы (балки) небольшого пролета. Ферма имеет два пояса, составленные каждый из двух досок. Между досками поясов зажата вертикальная стенка, состоящая из двух перекрещивающихся рядов досок.



Фиг. 409. Детали узлов пролетного строения с соединениями на гладких кольцах.



Фиг. 411. Конструкция деревянного пролетного строения моста через р. Колумбия у Катламета.

Элементы решетки связаны с поясами и сплочены друг с другом гвоздями, расположенными простыми рядами. Для большей жесткости вертикальной стенки и для связи обоих поясов поставлены стойки жесткости, стянутые болтами.

На фиг. 413 показано устройство верхнего пояса более мощной гвоздевой фермы того же типа и размещение в нем гвоздей. Пояс составлен из 8 досок, между которыми зажата вертикальная стенка (решетка). Во избежание применения слишком длинных гвоздей каждая ветвь

пояса прикрепляется к вертикальной стенке самостоятельно.

Размещение гвоздей в вертикальной стенке фермы показано на фиг. 414.

Конструкция пролетного строения с дощатыми фермами типа Лембке на гвоздевых соединениях приведена на фиг. 415 и 416. Пролет главных ферм 12,3 м. Полная высота ферм 1,10 м. Пролетное строение имеет в поперечном сечении 8 главных ферм, связанных попарно дощатыми поперечными связями.

Верхние пояса главных ферм состоят из двух досок сечением 18×5 см; нижние пояса в середине пролета из четырех, а у опор из двух досок сечением $18 \times 2,5$ см.

Вертикальная стенка состоит из двух расположенных накрест слоев досок сечением $18 \times 2,5$ см, зажатых между ветвями поясов.

Стенка обжата вертикальными стойками жесткости из брусьев, поставленными на расстоянии 1,23 м друг от друга и притянутыми к главным фермам болтами.

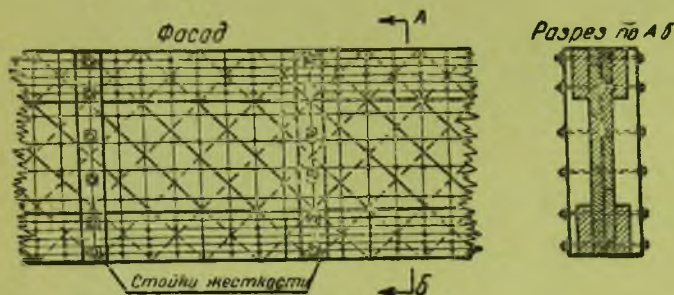
Пояса соединены с раскосами вертикальной стенки гвоздями диаметром 5 и 6 мм.

Продольные связи устроены по низу из дощатых диагоналей сечением 18×5 см, прибитых гвоздями к доскам нижних поясов.

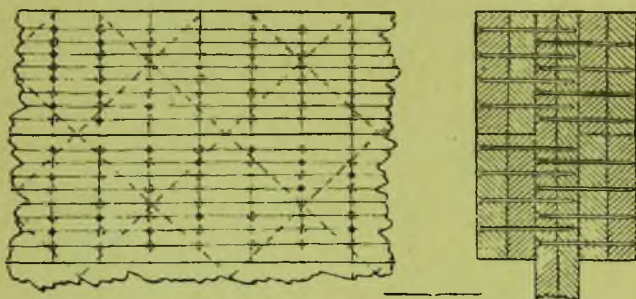
Проезжая часть моста состоит из уложенных по верхним поясам главных ферм поперечных брусков сечением 11×11 см, покрытых асфальтовым слоем.

В качестве примера тяжелого пролетного строения с гвоздевыми соединениями на фиг. 417 и 418 приведена конструкция осуществленного пролетного строения пролетом $l=52,5$ м с ездой понизу. Главные фермы треугольной системы с полигональным верхним поясом. Высота главных ферм в середине пролета 10 м, расстояние между осями обеих ферм 7,2 м. Фермы имеют 10 панелей по 5,25 м каждая. Решетка ферм треугольная с дополнительными стойками. Вся основная конструкция пролетного строения выполнена из пиленого леса.

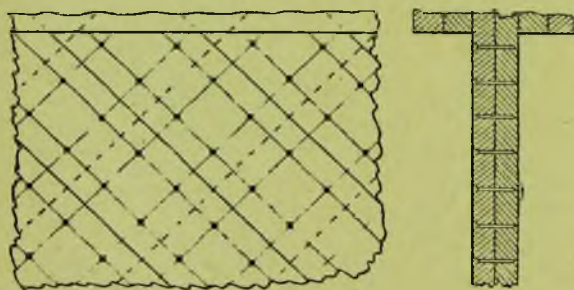
Проезжая часть моста состоит из поперечных балок, продольных прогонов и двойного дощатого настила. Поперечные балки имеют дощатое двутавровое сечение по типу ферм Лембке. Концы поперечных балок пониженной высоты проходят между



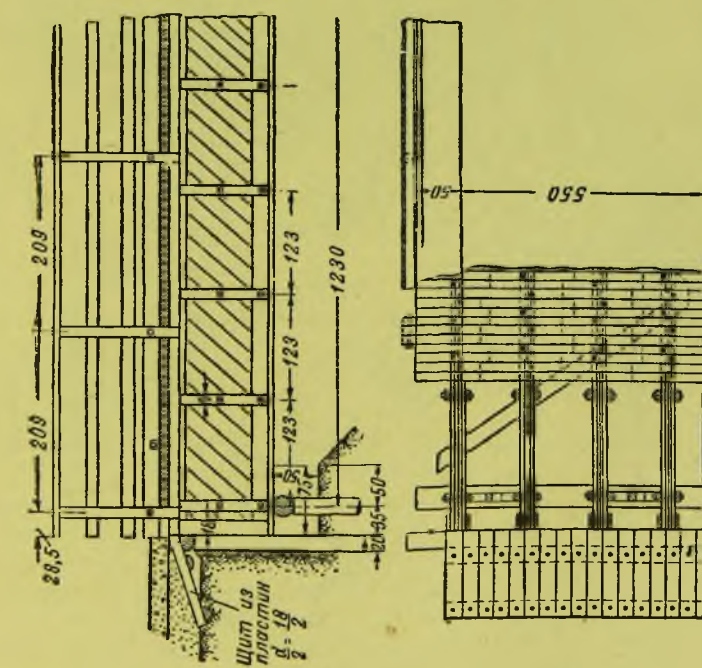
Фиг. 412. Легкая дощатая гвоздевая ферма (балка).



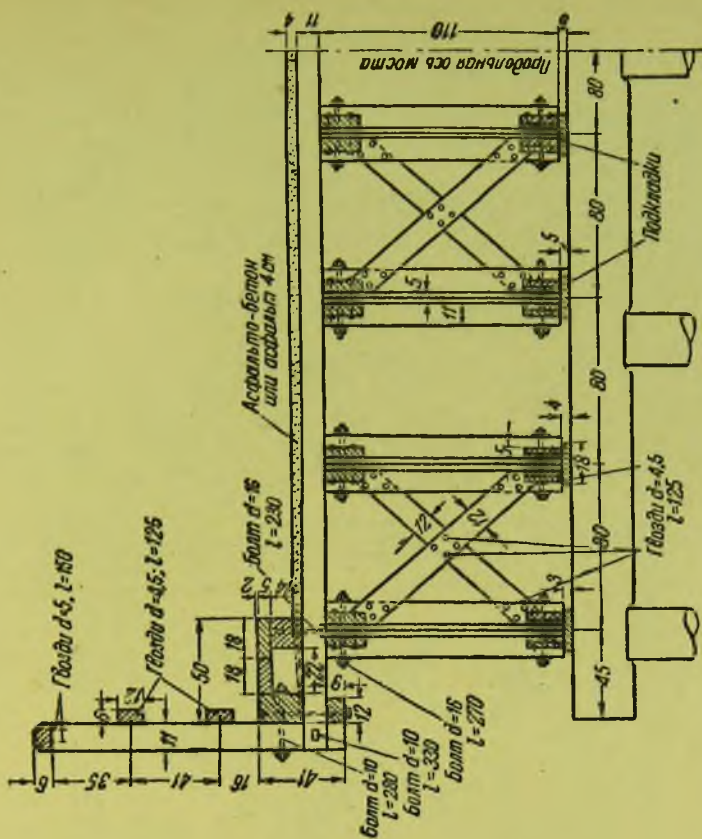
Фиг. 413. Деталь пояса дощатой гвоздевой фермы.



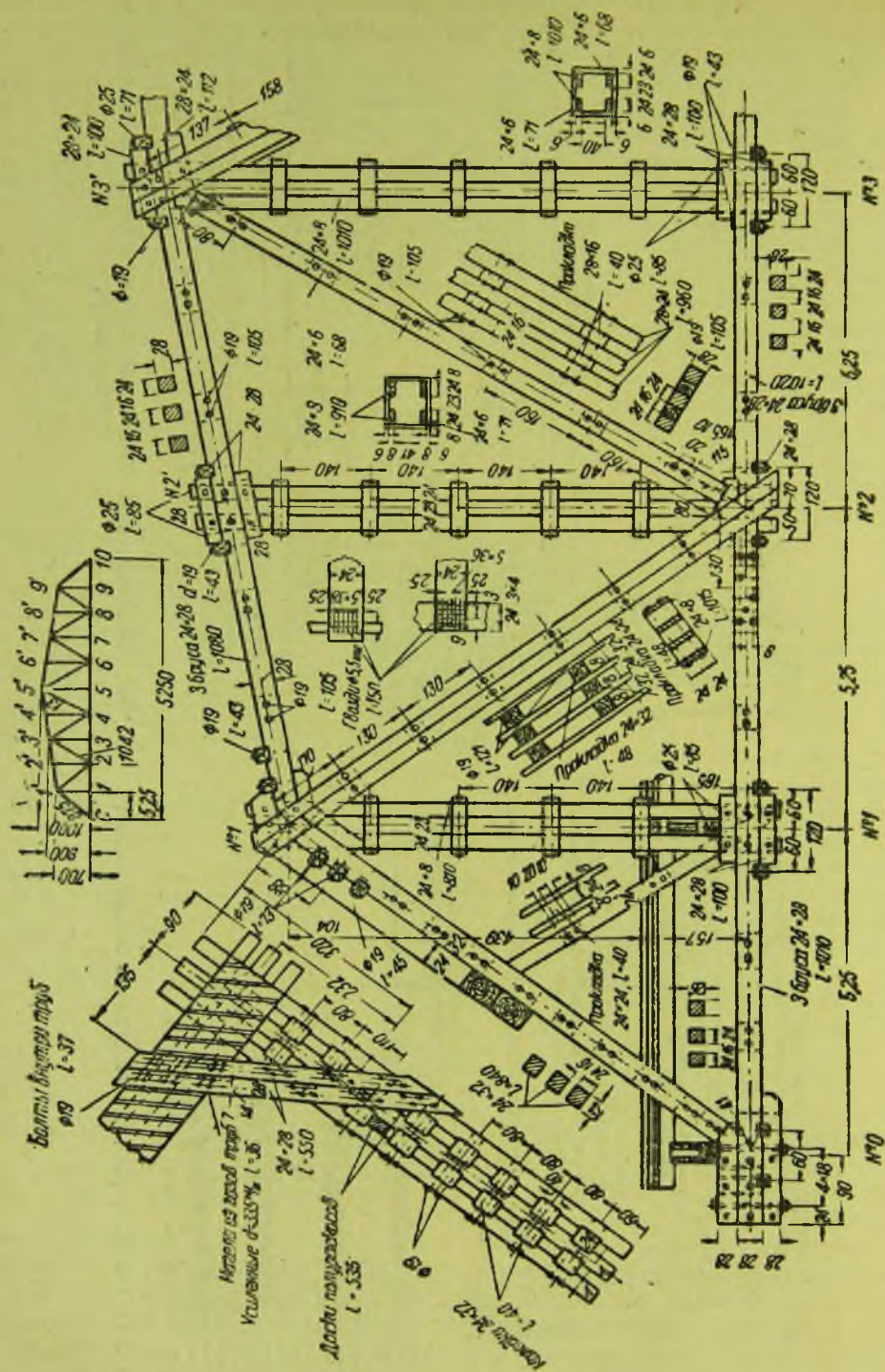
Фиг. 414. Размещение гвоздей в вертикальной стенке дощатой фермы.



Фиг. 415. Пролетное строение с гвоздевыми соединениями.



Фиг. 416. Поперечное сечение пролетного строения с гвоздевыми соединениями.

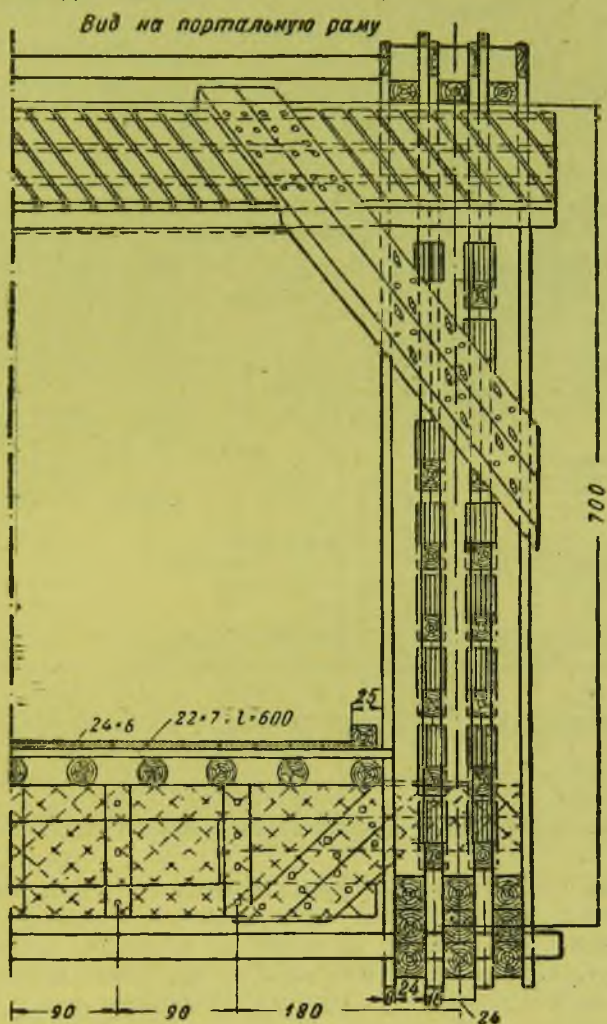


Фиг. 417. Пролетное строение с гвоздевыми соединениями.

ветвями трубчатых стоек и при помощи специальных распределительных брусков-подкладок передают свое давление центрально в узлах главных ферм. Решение это следует считать удачным.

Сечение поясов главных ферм составлено из трех брусьев размером 24×28 см, с зазорами по 16 см для пропуска раскосов.

Сжатые раскосы запроектированы из брусьев, расположенных в тех же плоскостях, что и брусья поясов. Растянутые раскосы имеют сечения из досок толщиной 8 см, связанных по две в каждой ветви.



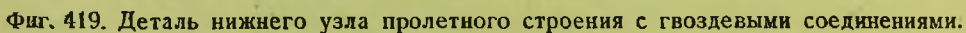
Фиг. 418. Поперечный разрез пролетного строения с гвоздевыми соединениями.

Стойки главных ферм имеют трубчатое сечение, составленное из 4 досок толщиной тоже по 8 см. По фасаду ферм доски стоек расположены с зазором в 23 см для пропуска поперечных балок. Жесткость сечения стоек достигается постановкой деревянных дощатых планок, пришитых к стойкам в обоих направлениях.

Для увеличения фронта размещения гвоздей в узлах сверху и снизу брусьев поясов поставлены дополнительные брусчатые коротыши-подушки. Подушки врублены в пояса и притянуты к ним болтами.

Наружные ветви растянутых раскосов обхватывают пояса, внутренние же ветви заводятся в зазоры между брусьями поясов и пришиваются гвоздями. Доски стоек заводятся в зазоры между поясами вместе с внутренними ветвями раскосов (фиг. 419) и пришиваются к поясам гвоздями. Сжатые раскосы, расположенные в плоскости поясов, своими концами упираются в скошенные части узловых подушек.

Ветровые связи крестовой системы устроены в уровне верхнего и нижнего поясов главных ферм. Для передачи горизонтальной ветровой реакции от верхних связей на опоры моста по обоим концам пролетного строения устроены порталные рамы. Но-



Как указывалось выше, гвоздевые соединения с успехом применяются для пролетных строений временных сооружений. Достаточного опыта службы гвоздевых пролетных строений в эксплуатационных условиях стационарных мостов пока не имеется.

ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ФЕРМАМИ КОМБИНИРОВАННЫХ И ВИСЯЧИХ СИСТЕМ

Для перекрытия больших пролетов в деревянных мостах на автомобильных дорогах хорошее решение дают фермы комбинированных систем. Наиболее употребительна удобно выполняемая из дерева система, образованная из балки (фермы жесткости), усиленной гибкой аркой. Благодаря работе основного несущего элемента (арки) на сжатие и небольшой высоте фермы жесткости конструкция комбинированных ферм такого рода может быть осуществлена без особых затруднений даже при весьма значительных пролетах.

В зависимости от местных условий (высоты опор, качества грунта и др.) пролетные строения комбинированных систем могут быть распорными (фиг. 420, а и в) или безраспорными (фиг. 420, б); эта последняя система в мостостроении обычно называется системой Лангера.

Преимущества комбинированных ферм следующие:

1) простота устройства основной несущей части (арки), обычно выполняемой из брусьев или гнутых досок;

2) небольшая длина элементов фермы жесткости, позволяющая применять стандартный лес;

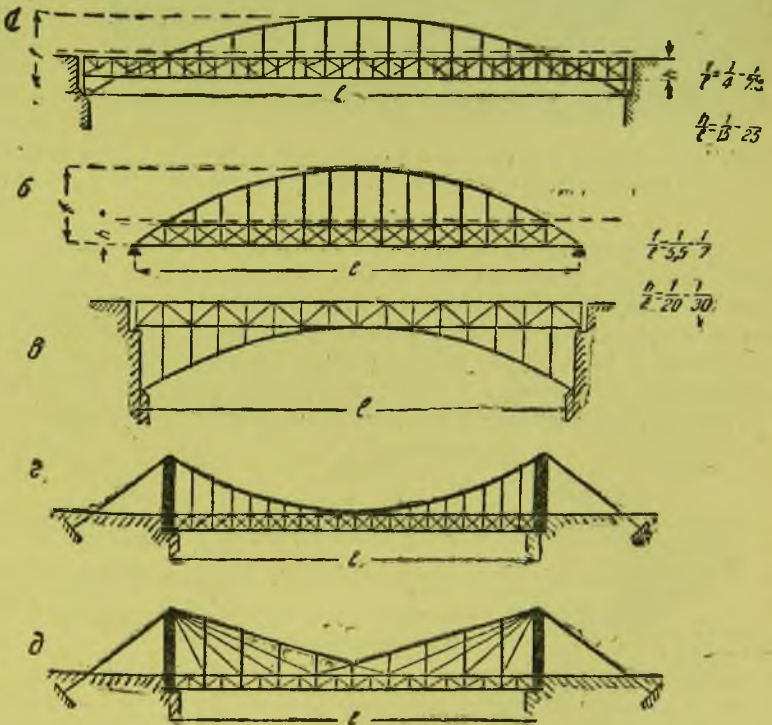
3) сравнительно небольшие усилия в элементах фермы жесткости, облегчающие устройство сопряжений и возможность стандартизации большинства элементов.

Недостаток комбинированных ферм заключается в несколько большей затрате материала сравнительно с обычными решетчатыми фермами.

К числу ферм комбинированной системы могут быть также отнесены и висячие фермы, состоящие из деревянной фермы, поддерживаемой канатом (фиг. 420, г) или системой вант (фиг. 420, д).

Висячие мосты с деревянной фермой жесткости и стальными канатами дают очень легкую конструкцию, позволяющую перекрывать значительные пролеты (более 120 — 150 м).

В вантовой схеме (фиг. 420, д) система канатов-вант образует неизменяемую ферму, обладающую большой вертикальной жесткостью. Поэтому вантовые фермы можно с успехом применять для мостов под тяжелую нагрузку.



Фиг. 420. Схемы ферм комбинированных и висячих мостов.

§ 60. Пролетные строения системы Лангера

Общие сведения

Безраспорные пролетные строения, образованные из гибкой арки и фермы жесткости, воспринимающей распор арки (система Лангера), являются наиболее распространенной комбинированной системой, применяемой в деревянных мостах больших пролетов.

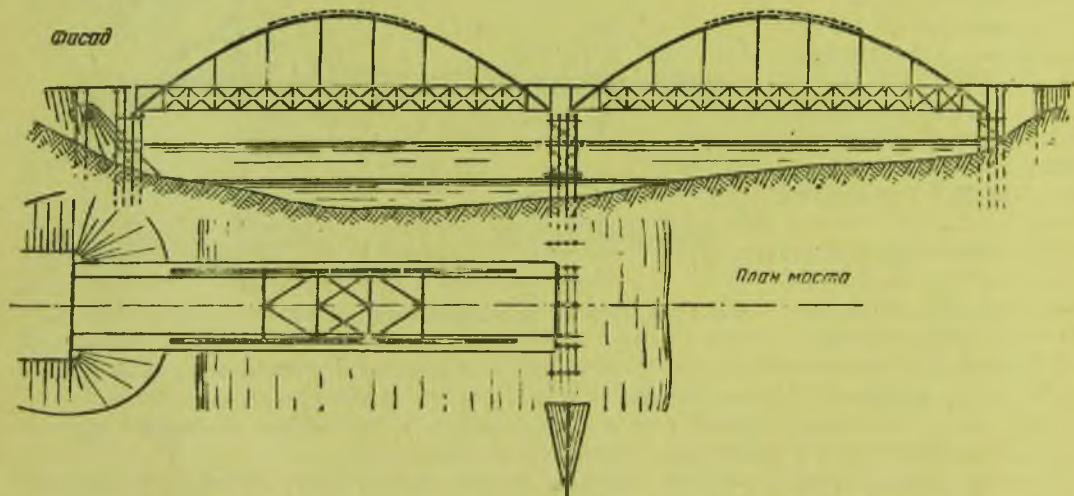


Фиг. 421. Общий вид первого построенного в СССР моста с пролетными строениями системы Лангера.

Верхний пояс этой трехпоясной системы устраивается либо в виде непрерывного криволинейного элемента (гибкой арки), либо в виде шарнирно-стержневого многоугольника, образованного из прямолинейных элементов с переломами в узлах (шарнирная цепь).

Фермы Лангера (фиг. 421) для деревянных автогужевых мостов получили применение в СССР с 1934 г. В настоящее время уже имеется некоторый опыт успешного применения мостов этой системы.

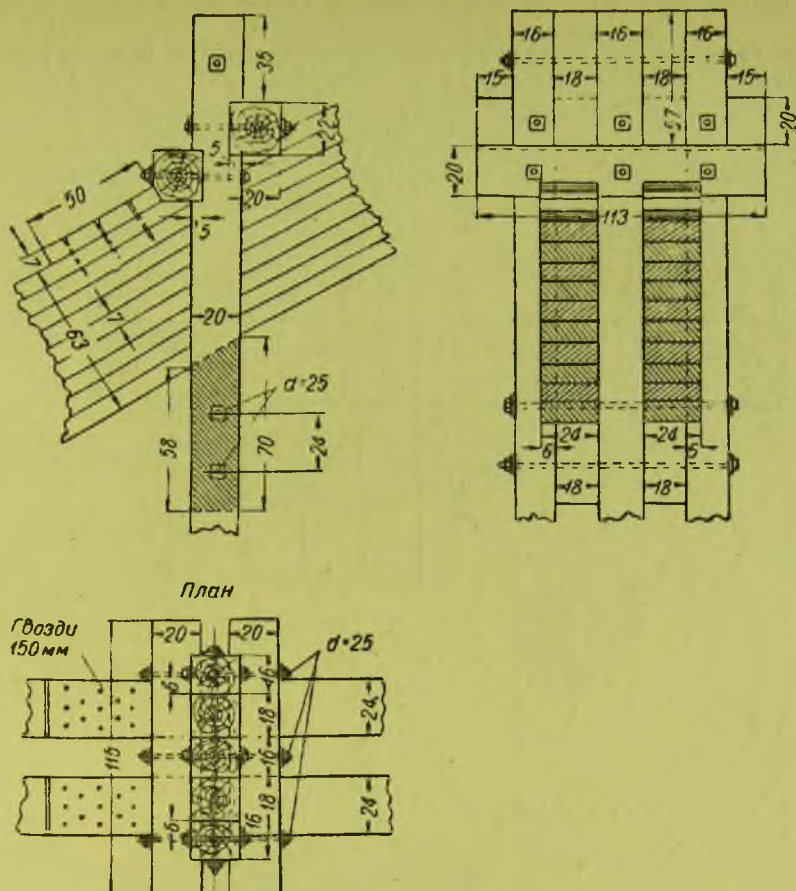
Преимущества пролетных строений системы Лангера для деревянных мостов больших пролетов заключаются в том, что даже при значительных пролетах сечения и длины элементов оказываются сравнительно небольших размеров. Это дает возможность пользоваться ходовым сортаментом леса. Кроме того, благодаря простоте конструкции и несложной сборке фермы Лангера обладают достаточной жесткостью и надежностью при больших пролетах. Схема моста с пролетными строениями системы Лангера представлена на фиг. 422.



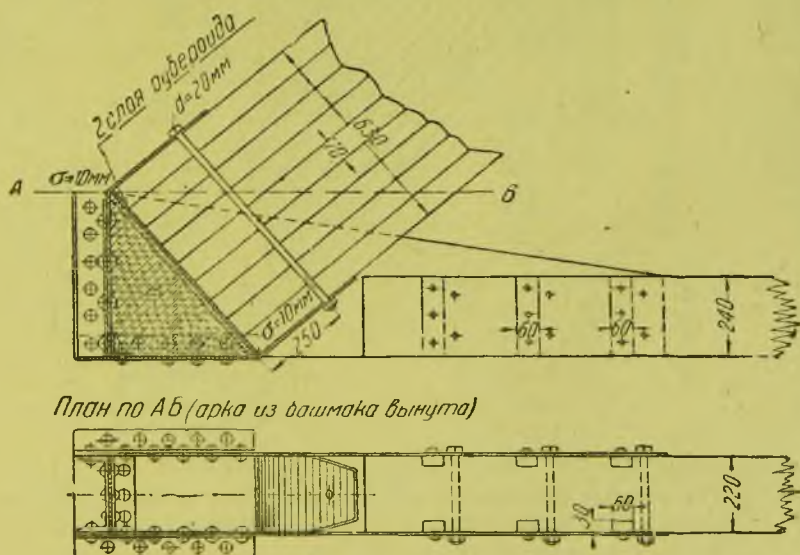
Фиг. 422. Схема моста с пролетными строениями системы Лангера.

Арки пролетных строений системы Лангера могут быть брусчатого сечения или же из пакетов досок, скрепленных гвоздями и стянутых болтами или хомутами. Сечение и конструкция арок аналогичны обычным деревянным арочным мостам (см. гл. VII).

Пояса и решетка ферм жесткости, а также и подвески, могут быть из брусьев или круглого леса. Элементы круглого сечения позволяют использовать бревна меньшего диаметра по сравнению с требуемыми для брусчатых сечений.

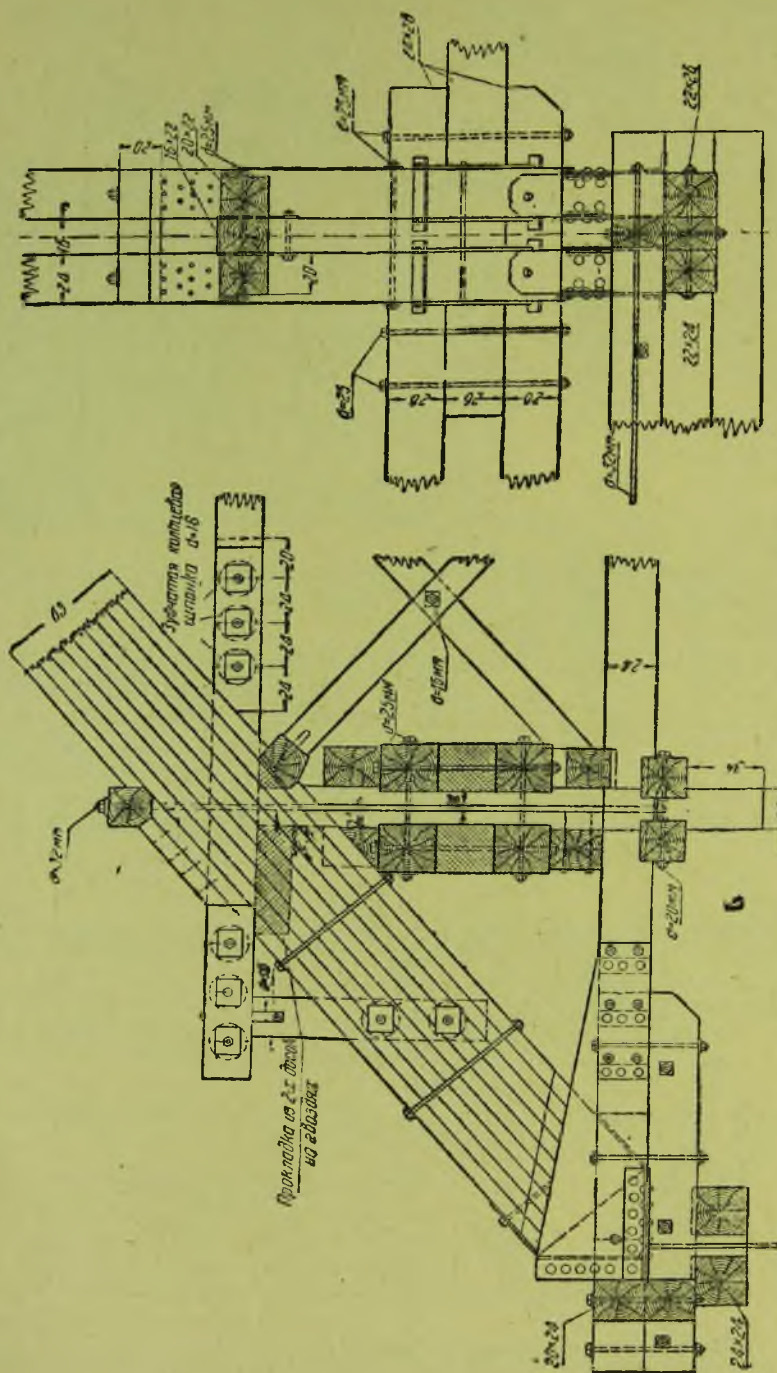


Фиг. 424. Деталь сопряжения подвесок с аркой фермы Лангера.



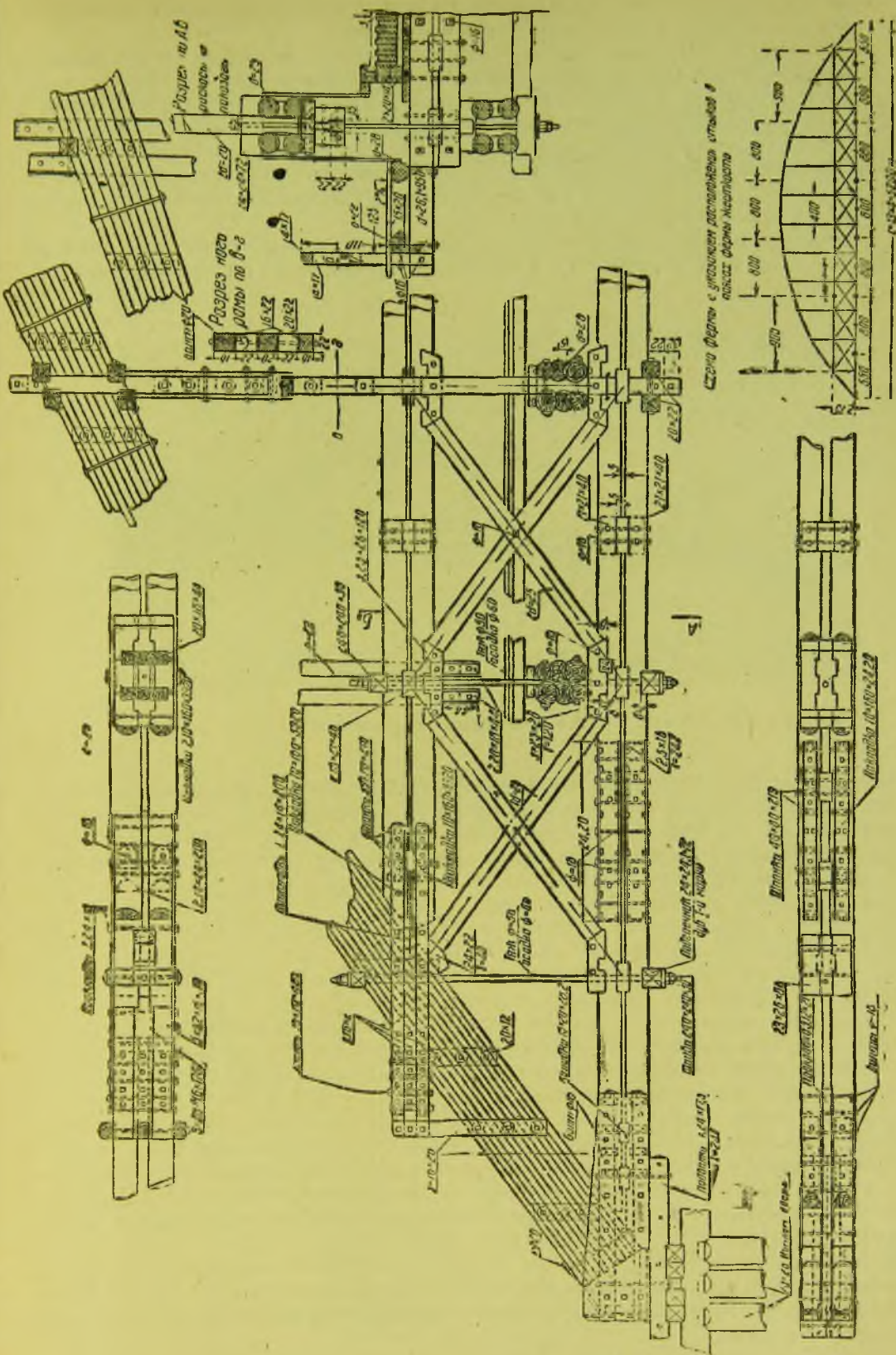
Фиг. 425. Опорный узел фермы Лангера.

Подвески ферм Лангера могут быть из дерева или же в виде круглых металлических тяжей.



Фиг. 426. Сопряжение верхнего пояса фермы жесткости с аркой.

Арки очерчены по квадратной параболы и составлены каждая из двух пакетов досок, скрепленных гвоздями и стянутых хомутами. Обе ветви каждой арки соединены



Фиг. 427. Конструкция пролетного строения системы Лангера.

при помощи деревянных прокладок, связанных с арками зубчато-кольцевыми шпонками и болтами. Стыки досок в арке расположены вразбежку.

Подвески ферм составлены из трех брусьев 20×16 см; средний брус пропускается в зазор между ветвями арок, крайние же обхватывают арку с обеих сторон и врубаются на глубину 6 см (фиг. 424). Концы подвесок выпущены над аркой и между ними, при помощи болтов, зажаты вертикальные коротыши, опирающиеся непосредственно на арку. Кроме того, в сопряжении поставлены поперечные горизонтальные брусски, улучшающие передачу усилий от подвесок на арки; в местах расположения верхних ветровых связей брусски эти проходят через всю ширину пролетного строения и служат также распорками ветровых ферм.

От сползания по арке подвески предохраняются врубанием поперечных брусков в крайнюю доску арки и упором их в специально пришитые на гвоздях коротыши из обрезков досок.



Фиг. 428. Общий вид моста с пролетными строениями системы Лангера.

Ферма жесткости представляет собой ферму Гау. Верхний пояс ее составлен из двух брусьев 20×22 см; нижний пояс — из двух брусьев 22×24 см; раскосы — из одного и двух брусьев 16×16 см; тяжи фермы двойные из круглого железа $d = 32$ мм. Стыки поясов, расположенные в узлах, перекрыты металлическими шпоночными накладками.

Подвески прикрепляются к ферме жесткости врубкой их в парные горизонтальные брусчатые распорки нижних ветровых связей.

Сопряжение нижнего пояса с аркой в опорном узле осуществляется при помощи клепаного металлического башмака (фиг. 425). Вертикальные стенки его снабжены металлическими шпонками для закрепления брусьев нижнего пояса; арка упирается своим торцом в бетонную подушку, покрытую рубероидом или толем.

Сопряжение верхнего пояса фермы жесткости с аркой приведено на фиг. 426. Верхний пояс закрепляется при помощи бруска, проходящего в зазор между ветвями арок и снабженного на конце упорными коротышами. Брусок связан с поясом и упорными коротышами кольцевыми шпонками и болтами.

Проезжая часть моста состоит из американского дощатого настила с асфальтобетонным покрытием, опирающегося на поперечные балки, составленные из 4 бревен. Поперечные балки обхватывают своими концами подвески ферм жесткости и опираются на клиновидные подкладки, упирающиеся своими нижними концами в узловыи подушки ферм жесткости. Устройство асфальтобетонного полотна предохраняет проезжую часть и фермы жесткости от действия дождя.

Ветровые связи расположены вдоль нижнего пояса ферм жесткости, а также в пределах трех средних панелей арок. Как верхние, так и нижние связи устроены полураскосной системы. Распорками связей служат поперечные брусья, поставленные в местах примыкания подвесок.

Для передачи ветровых опорных реакций верхних связей в плоскости подвесок, расположенных в узлах 5 и 11, устроены вертикальные ветровые рамы (см. фиг. 423, а и б).

Конструкция пролетного строения системы Лангера пролетом $l=52,0$ м, все основные элементы которого (за исключением арки) составлены из круглого леса, приведена на фиг. 427.

Конструкция проезжей части моста аналогична конструкции, рассмотренной в предыдущем примере, за исключением поперечных балок составного сечения на колодках, непосредственно опирающихся

на узловые подушки ферм жесткости.

Верхние арочные пояса главных ферм очерчены по параболе и состоят каждый из пары сплоченных гвоздями дощатых пакетов; сечение пакета — 11 досок 22×8 см.

Пояса фермы жесткости состоят каждый из 4 бревен $d=29$ см, связанных врезанными и зажатыми между ними колодками и стянутых болтами.

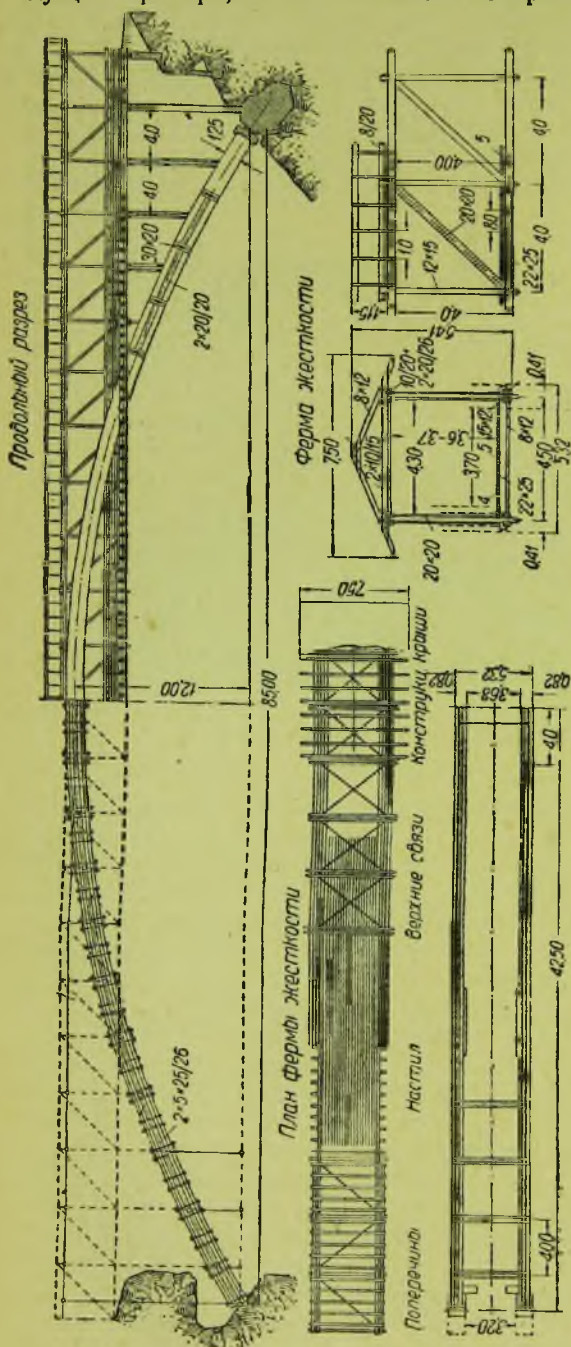
Решетка фермы жесткости системы Гау состоит из раскосов круглого сечения и металлических тяжей. Раскосы упираются в сосновые подушки, врезанные в пояса и расположенные волокнами вдоль моста. Подушки состоят каждая из трех брусьев, сплоченных взаимной врубкой и стянутых болтами.

Подвески состоят каждая из двух бревен, проходящих в зазор между ветвями арок, и верхнего пояса фермы жесткости. Подвески поддерживают ферму жесткости за верхний ее пояс при помощи упорных коротышей.

Продольные связи — верхние и нижние — полураскосной системы, из круглого леса, с обычным прикреплением врубками и болтами полураскосов к распоркам. Распорки зажаты между выпущенными выше арки концами подвесок. В узле 3 распорки устроены парными и обнимают одиночные по фасаду подвески, состоящие из трех брусьев 16×22 см, связанных колодками на зубчато-кольцевых шпонках с болтами. Эти подвески одновременно служат ногами поперечной рамы и обжаты подкосами рамы, зажатыми верхними концами между брусьями распорки.

На фиг. 428 представлен общий вид двухпролетного моста с пролетными строениями системы Лангера.

Интересным примером применения системы Лангера для легкого пролетного строения может служить приведенное на фиг. 429, а и б пролетное строение пешеходного моста пролетом



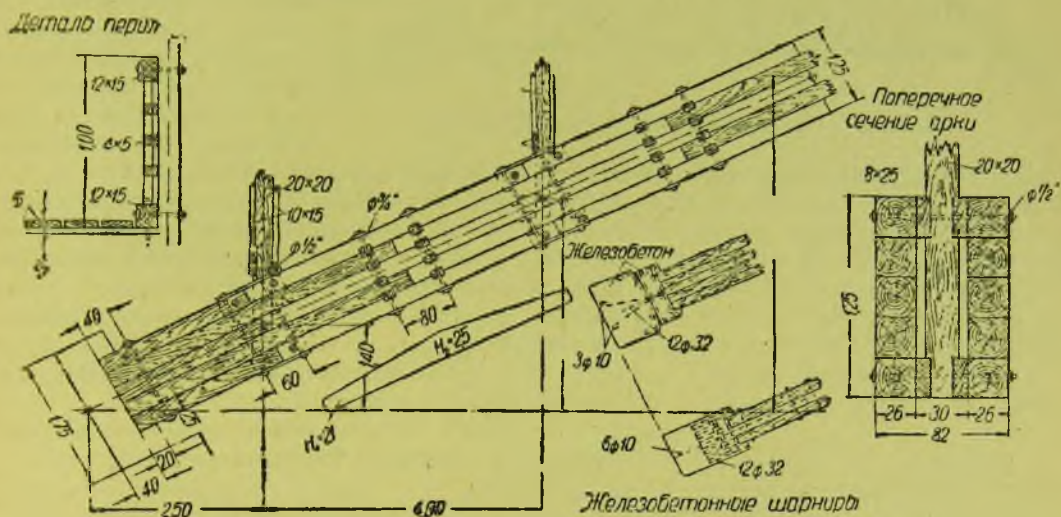
Фиг. 430а. Конструкция моста комбинированной системы большого пролета.

$l=25$ м. Высота главных ферм в середине пролета 3,132 м; расстояние между главными фермами моста 1,8 м; высота фермы жесткости 0,95 м.

Арки составлены из двух гнутых досок сечением по $6,5 \times 30$ см; пяты арок упираются в концы нижнего пояса фермы жесткости.

Ферма жесткости имеет брусчатые пояса и двойные дощатые раскосы. Сопряжение раскосов с поясами устроено на кольцах Тухшерера. Фермы жесткости подвешены

Для поперечной устойчивости арок в местах расположения деревянных подвесок установлены специальные подкосы. Подкосы эти составлены из двух досок, обжимающих своей нижней частью выпущенные концы поперечных балок, в верхней же части — брусчатые коротыши, зажатые между ветвями подвесок. Соединения концов устроены на кольцах Тухшерера.



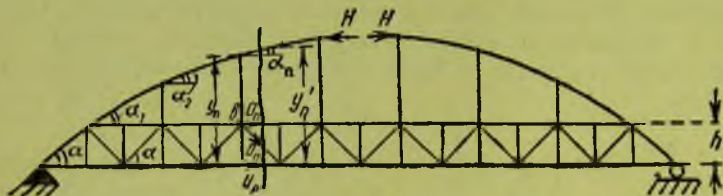
Арки моста своими пятнами опираются на железобетонные шарниры, передающие опорные давления бетонным опорам. Проезжая часть моста из двойного дощатого настила поддерживается поперечинами, опирающимися непосредственно на нижние пояса ферм жесткости.

Для защиты от увлажнения над мостом устроена крыша из волнистого эternита.

Мост рассчитан на равномерно распределенную нагрузку интенсивностью 290 кг/м^2 и на пропуск отдельных грузов весом до 3 т.

Расчет ферм Лангера

При расчете ферм системы Лангера арку принимают состоящей из отдельных звеньев, связанных шарнирно (гибкая арка). Тогда ферма в расчетном отношении становится статически неопределимой системой с одной лишней неизвестной.



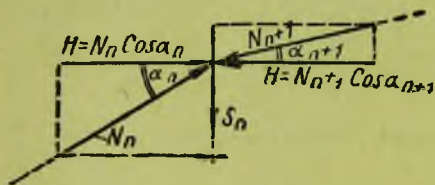
Фиг. 431. Расчетная схема фермы Лангера.

Поэтому распределение усилий в элементах фермы зависит не только от нагрузок и геометрической схемы сооружения, но также и от поперечных размеров сечений элементов. Отсюда следует, что для точного расчета ферм Лангера, как статически

неопределимой системы, необходимо вначале, хотя бы ориентировочно, задать размеры сечений элементов или хотя бы их отношениями. Для предварительного определения размеров сечений элементов обычно пользуются приближенными методами расчета. Этими методами определяют усилия в элементах системы и подбирают по ним размеры сечений, которые затем вводят во второй, точный расчет.

За лишнюю неизвестную при расчете системы Лангера удобнее всего принимать горизонтальную слагающую усилий в гибкой арке, т. е. ее распор (фиг. 431).

Тогда, перерезая средний элемент арки и прикладывая вместо него неизвестные усилия H , приводим систему к статически определимой схеме.



Фиг. 432. Усилия в элементах арки и подвесках.

Величина неизвестного усилия H может быть определена методом Мора по формуле:

$$H = \frac{\delta_{np}}{\delta_{nn}} = \frac{\sum \bar{N} \bar{N} \bar{E} F s}{\sum \bar{N}^2 \bar{E} F s}, \quad (1)$$

где: \bar{N} — усилия в элементах статически определимой фермы (включая лишний стержень) от единичных сил, приложенных по направлению действия усилий P ;

N — усилия в элементах статически определимой фермы от действия внешней нагрузки (для построения линии влияния от одной вертикальной силы $P = 1$);

F — площадь сечений элементов;

s — длины элементов.

Усилия в элементах статически определимой фермы от действия единичных сил определяются обычными методами статики сооружений.

От единичных сил, приложенных по направлению лишнего неизвестного H , усилия в элементах арки и в подвесках определяются из следующих соображений.

Так как арка, рассматриваемая нами как цепь, дает условие (фиг. 432):

$$N_n \cos \alpha_n = N_{n+1} \cos \alpha_{n+1} = H,$$

то сжимающие усилия во всех элементах арки могут быть определены по формулам:

$$N_1 = \frac{H}{\cos \alpha_1}; \quad N_2 = \frac{H}{\cos \alpha_2}; \quad N_3 = \frac{H}{\cos \alpha_3} \text{ и т. д.} \quad (2)$$

Усилия в подвесках выражаются тогда следующим образом:

$$\begin{aligned} S_n &= N_n \sin \alpha_n - N_{n+1} \sin \alpha_{n+1} = \\ &= H \frac{\sin \alpha_n}{\cos \alpha_n} - H \frac{\sin \alpha_{n+1}}{\cos \alpha_{n+1}} = H (\operatorname{tg} \alpha_n - \operatorname{tg} \alpha_{n+1}), \end{aligned}$$

т. е.

$$S_2 = H(\operatorname{tg} \alpha_2 - \operatorname{tg} \alpha_3); \quad S_3 = H(\operatorname{tg} \alpha_3 - \operatorname{tg} \alpha_4) \text{ и т. д.} \quad (3)$$

Для определения усилия в элементе нижнего пояса n -й панели сделаем сечение (фиг. 431) и напишем условие равновесия отсеченной части:

$$M_b = U_n h - H(y_n - h) = 0,$$

откуда

$$U_n = -\frac{H(y_n - h)}{h}. \quad (4)$$

Аналогично для верхнего пояса получим:

$$O_n = \frac{H y'_n}{h} \quad (5)$$

Усилие в раскосе n -й панели получим, проектируя на ось ординат все усилия, действующие на отсекаемую часть:

$$D_n = -\frac{H \operatorname{tg} \alpha_n}{\sin \alpha}. \quad (6)$$

Стойки и подвески фермы жесткости представляют собой дополнительные элементы, не входящие в основную рабочую систему. Усилия в них зависят только от местной нагрузки панели. Поэтому при расчете фермы как статически неопределимой системы влияние их не учитывают.

Для предварительных расчетов можно ограничиться приближенным определением величины распора без учета влияния деформаций элементов решетки фермы жесткости. Это предположение значительно упрощает расчет, давая достаточно точное для первого приближения значение распора H .

Линию влияния распора определяем тогда как упругую линию прогиба δ_{np} фермы жесткости от действия усилий $H=1$, приложенных вместо разрезанного лишнего стержня.

Линию прогибов можно получить, как эпюру моментов от системы фиктивных грузов, приложенных в верхних и нижних узлах фермы жесткости и определенных формулами (фиг. 433):

$$W_k = \frac{\Delta U_k}{h} = \frac{y_k d}{h^2 E F_u},$$

$$W_m = \frac{\Delta O_m}{h} = \frac{y_m d}{h^2 E F_o},$$

где: d — длина панели фермы,

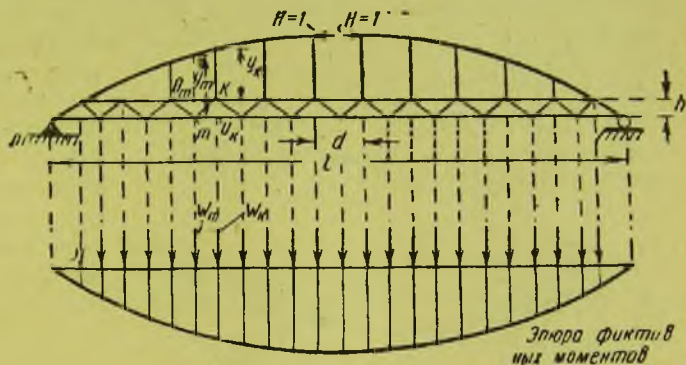
F_u и F_o — площади сечения нижнего и верхнего поясов фермы жесткости.

Рассматривая пролет l как балку на двух опорах, нагруженную грузами W от влияния деформаций обоих поясов, строим эпюру фиктивных моментов, представляющую собой эпюру прогибов фермы жесткости от единичных усилий H .

Разделив ординаты полученной кривой на величину

$$\delta_{nn} = \sum \frac{\bar{N}^2}{E F} s,$$

исчисленную путем суммирования, распространенного на все элементы системы, исключая элементы решетки фермы жесткости, получаем ординаты линии влияния H .



Фиг. 433. Приближенное определение распора в ферме Лангера.

Пользуясь приближенно определенной линией влияния распора H , можно построить линии влияния для основных элементов фермы [см. формулы (2), (3), (7), (8) и (9)].

Загрузив полученные линии влияния, можно получить приближенные значения размеров сечений элементов системы.

После предварительного определения размеров сечений элементов фермы можно произвести второй, более точный, расчет системы, пользуясь для определения лишнего неизвестного H формулой (1). При этом суммирование нужно распространить на все элементы, за исключением дополнительных (стоек и подвесок фермы жесткости).

Усилия в элементах фермы от вертикального груза $P=1$ определяются для последовательных положений груза P в узлах ферм. При этом в элементах арки и подвесках усилия от груза P оказываются равными нулю, а в элементах фермы жесткости определяются, как для простой балочной фермы. Определив для каждого из положений груза значение неизвестного H , получим в результате искомую линию влияния распора арки.

Зная линию влияния распора H , можно построить линии влияния для всех элементов фермы, пользуясь выведенными формулами (2) и (3) для элементов арки и подвесок и следующими формулами для определения усилий в элементах фермы жесткости (см. фиг. 431):

$$U_n = \frac{M_o - H(y_n - h)}{h}; \quad (7)$$

$$O_n = -\frac{M_o - Hy_n}{h}; \quad (8)$$

$$D_n = \frac{Q_n - H \operatorname{tg} \alpha_n}{\sin \alpha}, \quad (9)$$

где M_o и Q_n — соответствующие усилия от единичного груза в сечениях фермы жесткости.

Построение линии влияния для основных элементов фермы Лангера показано на фиг. 434.

Фиг. 434. Линии влияния усилий в элементах фермы Лангера.

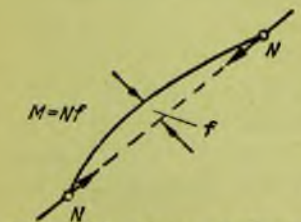
На результат определения лишнего неизвестного H оказывают влияние обмятия во врубках и сопряжениях пролетного строения. Обмятия эти тем больше, чем менее тщательно произведено изготовление и сборка ферм, и могут быть неодинаковыми в различных частях пролетного строения.

Поэтому действительные значения усилий в элементах ферм Лангера при недостаточном тщательном их изготовлении могут довольно существенно отличаться от величин, полученных при их расчете, как статически неопределимой системы.

Так как элементы арки фактически имеют очертание по кривой, то, кроме действующих в них усилий, будут возникать также дополнительные изгибающие моменты, вызванные кривизной элементов.

Обозначая f стрелу кривизны элемента арки на длине между узлами (фиг. 435), получим дополнительный изгибающий момент

$$M = Nf.$$



Фиг. 435. Схема работы арочного элемента на изгиб от кривизны.

Подбор сечений арок в фермах Лангера производится методами, аналогичными применяемым в обычных арочных мостах.

Подбор сечений элементов фермы жесткости, а также расчет ветровых связей, производится обычным путем.

§ 61. Висячие мосты

Общие сведения

Висячими называются такие мосты, в которых пролетное строение поддерживается канатами (кабелями), цепями или системой канатов (вант). Висячие мосты, так же как арочные, представляют собой распорные системы, благодаря чему и обладают большей легкостью по сравнению с балочными мостами.

Несущие элементы висячего моста работают на растяжение, поэтому их обычно выполняют в виде проволочных кабелей или канатов из высококачественной стали. Благодаря высокому допускаемому напряжению в таких канатах ($3000 - 4000 \text{ кг/см}^2$) вес висячих мостов получается минимальным и ими удается легко перекрывать большие пролеты.

Висячие мосты применяются уже давно и пользуются большим распространением за границей, где их обычно выполняют целиком из металла. В СССР за последние годы, в связи с широким развитием строительства дорог, висячие системы постепенно входят в применение для мостов на автомобильных дорогах и для городских мостов.

Для ряда случаев наиболее целесообразным решением оказывается устройство висячих мостов с деревянной балкой жесткости и деревянной проезжей частью.

Применение дерева в таких мостах может быть целесообразным, во-первых, благодаря возможности использования местного материала (леса) для постройки моста и возможности ограничиться подвозкой лишь небольших по весу и удобных для перевозки канатов; во-вторых, благодаря легкости смены как отдельных подгнивших или поврежденных деревянных элементов, так и всей деревянной части моста в целом.

В особенности целесообразно применение висячих мостов на автомобильных дорогах в тех случаях, когда необходимо перекрытие большого пролета и местные условия не допускают устройства промежуточных опор и сооружения подмостей, как, например, в гористой местности, через реки с быстрым течением.

Кроме того, висячие мосты легко могут быть применены для перекрытия больших пролетов на пионерных дорогах, в отдаленных местностях, когда доставка материалов для постройки металлического или железобетонного моста затруднительна.

Основные системы висячих мостов, выполняемых с применением деревянной конструкции, могут быть разделены на:

- 1) гибкие висячие мосты (фиг. 436),
- 2) висячие мосты с балкой жесткости (фиг. 437).

Гибкие висячие мосты. Простейший тип висячей фермы состоит из кабеля, перекинутого через установленные на берегах башни (пилоны), к которому подвешена деревянная проезжая часть (фиг. 436). На концах кабель закрепляется анкерами в грунте.

Такая система обладает малой жесткостью вследствие того, что при движении нагрузки по мосту кабель сильно деформируется, вызывая большие прогибы моста. Следовательно, для того, чтобы величины прогибов моста не превышали допускаемых норм, необходимо, чтобы временная нагрузка была возможно меньшей сравнительно



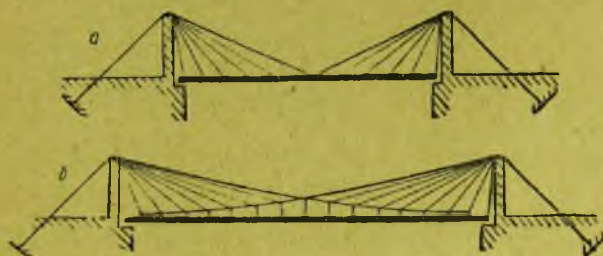
Фиг. 436. Гибкий висячий мост.



Фиг. 437. Висячий мост с балкой жесткости.

с постоянной нагрузкой моста. Поэтому гибкие висячие фермы могут быть применены лишь для мостов под легкую нагрузку.

Висячие мосты с балкой жесткости. Уменьшение деформаций висячего моста под действием временной нагрузки может быть достигнуто устройством продольных балок, входящих в состав висячих ферм (фиг. 437). В этом случае система по существу превращается уже в комбинированную. Однако, жесткость продольных балок должна быть все же настолько мала, чтобы роль ее сводилась к распределению действия сосредоточенных нагрузок и выравниванию возникающих деформаций кабеля.



Фиг. 438. Вантовые мосты.

Висячие мосты с деревянной балкой (фермой) жесткости получили наибольшее распространение из висячих систем с применением деревянной конструкции.

Висячие мосты с вантовыми фермами. Вантовыми называют фермы, составленные из отдельных канатов (вант), связанных в систему, все элементы которой работают на растяжение, при любом положении на мосту временной нагрузки. Благодаря наличию в вантовых фермах одних только растянутых элементов эти фермы значительно жестче рассмотренных выше висячих систем.

Схема простейшей вантовой фермы приведена на фиг. 438,а; вантовая ферма довольно распространенной системы Жисклира — на фиг. 438,б.



Фиг. 439. Легкий висячий мост.

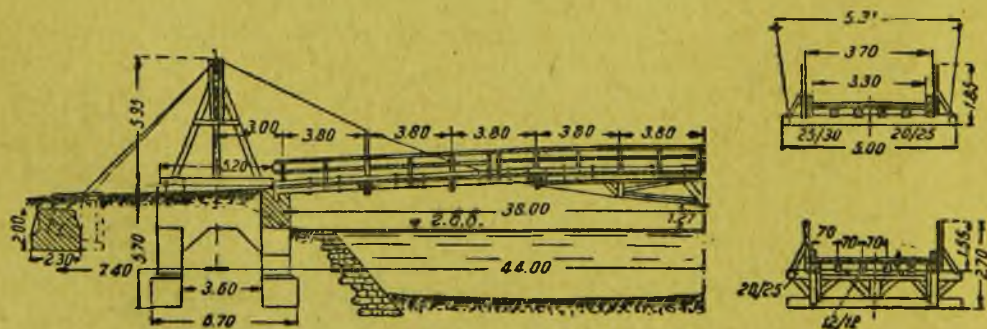
Вантовые мосты с деревянной конструкцией, или так называемые вантово-деревянные мосты, могут применяться для перекрытия больших пролетов (150 м и более); под тяжелую автомобильную нагрузку.

Конструкция висячих мостов

В мостах под легкую автомобильную нагрузку при небольших пролетах в качестве балки жесткости часто используются перила, устраиваемые в виде легких фермочек (фиг. 439).

Конструкция небольшого висячего моста пролетом $l=38$ м, построенного в Швейцарии, приведена на фиг. 440.

Пролетное строение поддерживается двумя стальными проволоочными канатами $d=32$ мм, перекинутыми через деревянные пилоны козлового типа; пролет канатов—44 м. Концы канатов заанкерены при помощи металлических двутавров, закреплен-



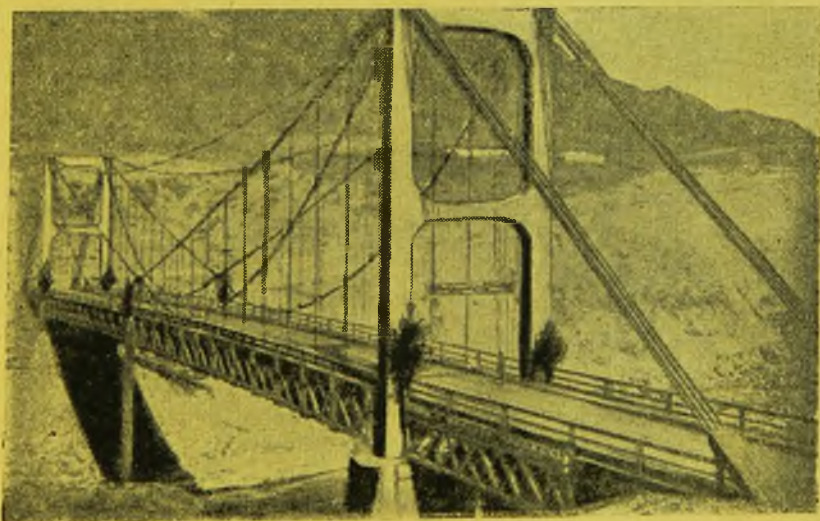
Фиг. 440. Конструкция легкого висячего моста.



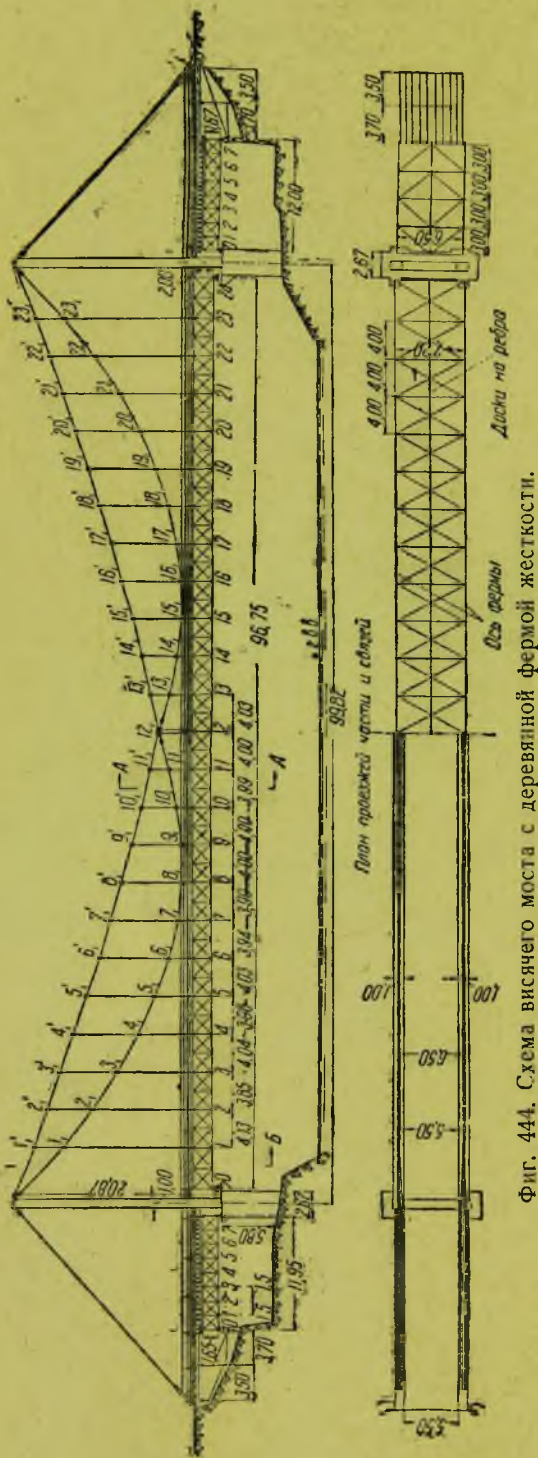
Фиг. 441. Легкий висячий мост пролетом $l = 168$ м.



Фиг. 442. Висячий мост с деревянной фермой жесткости под тяжелую автомобильную нагрузку.



Фиг. 443. Общий вид висячего моста с деревянной фермой жесткости.



Фиг. 444. Схема висячего моста с деревянной фермой жесткости.

ных в бетонных массивах, зарытых в грунт. Канаты опираются на пилоны через закругленные металлические подкладки из обрезков швеллерного железа.

В качестве легкой балки жесткости служит проезжая часть и перильная конструкция.

Проезжая часть шириной 3,3 м состоит из двойного настила досок, уложенных под углом 45° к продольной оси моста, и ряда продольных балок сечением 20—25 см.

Продольные балки устроены неразрезными, причем стыки их, располагаемые через каждые три панели, перекрыты накладками. Продольные балки опираются на поперечные балки сечением 25×30 см. Настил по бокам прижат колесоотбойными брусками, стянутыми болтами с лежащими под ними продольными балками.

В середине проезжая часть опирается на канат при помощи легкой шпренгельной конструкции. Проезжая часть имеет продольный подъем к середине пролета.

Мост рассчитан на грузовик 6 т и сплошную нагрузку интенсивностью 250 кг/м^2 . Действительный прогиб моста под автомобилем весом 4,2 т составлял 52 мм.

Балка жесткости более тяжелых висячих и вантовых мостов может иметь главные фермы в виде какой-либо из применяемых для обычных балочных мостов конструкции, как, например, системы Гау, дощатой системы на нагелях или гвоздях и др.

Пилоны таких мостов могут быть каменными, железобетонными или деревянными. Деревянные пилоны, однако, обычно применяются для легких мостов небольшого пролета. Закрепление конца оттяжки висячих мостов должно быть доступно для осмотра и подтяжки.

Общий вид легкого висячего моста пролетом $l=168$ м с деревянными пилонами и фермами жесткости приведен на фиг. 441.

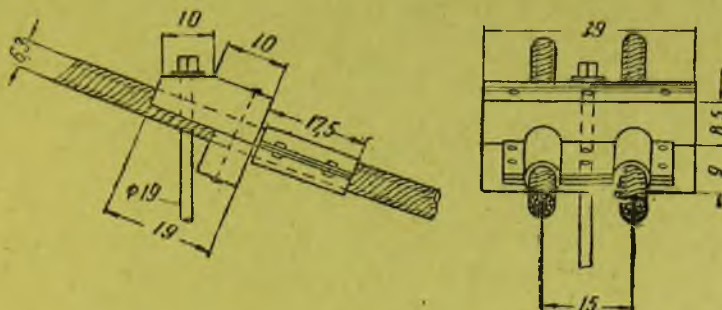
Висячий мост под более тяжелую автомобильную нагрузку пролетом $l=64$ м с балкой жесткости в виде деревянной фермы системы Гау представлен на фиг. 442.

Примером конструкции висячего моста большого пролета с деревянной балкой жесткости может служить мост, построенный в 1936 г. в СССР по проекту инж. С. А. Цаплина (фиг. 443 и 444).

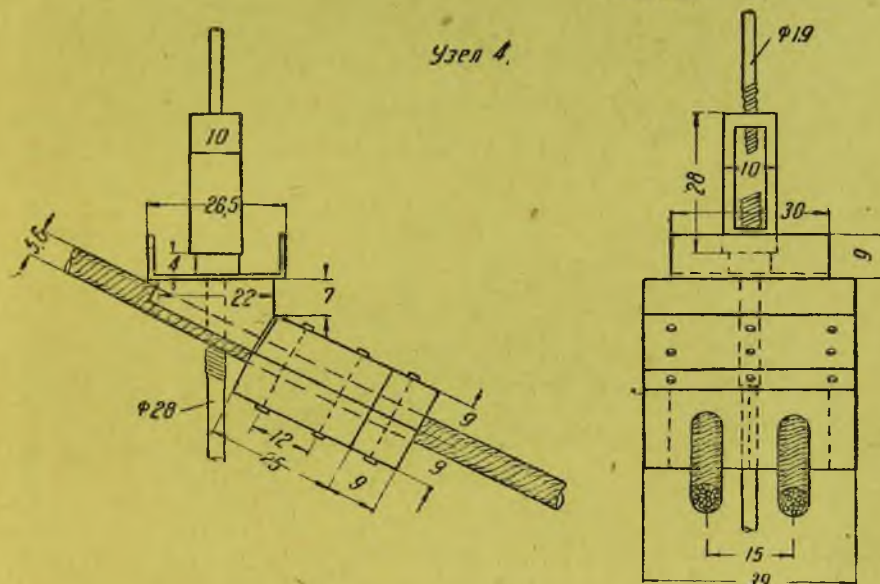
Мост рассчитан под нагрузку Н8 при ширине проезда $A=5,5$ м. Пролетное строение имеет двухцепные висячие фермы и деревянные фермы жесткости системы Гау. Пилоны моста — железобетонные. Расстояние между центрами пилонов $l_1=99,82$ м; расчетный пролет ферм жесткости $l=96,75$ м. Ширина моста между осями висячих ферм $b=6,50$ м.

Висячие фермы двухцепной системы образованы из стальных оцинкованных тросов диаметром 63 мм; нижняя — из двух тросов диаметром 56 мм.

Узел 11,



Узел 4.



Фиг. 445. Прикрепление подвесок к тросам цепей.

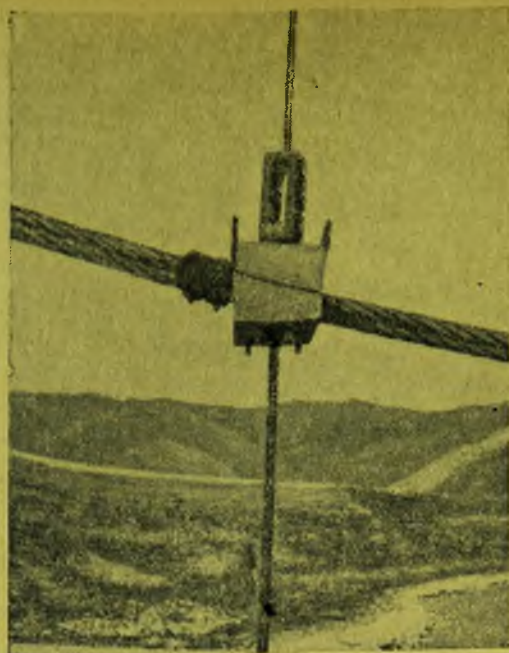
Тросы переходят через шапку пилонов и далее идут вместе в виде оттяжек, наклоненных под углом 40° к горизонту и заделанных в грунте при помощи специальных анкерных плит. У средних узлов и у пилонов тросы снабжены стяжными муфтами.

Фермы жесткости и проезжая часть моста подвешены к тросам цепей при помощи металлических подвесок круглого сечения. Подвески имеют осаженные концы с винтовой нарезкой для их закрепления.

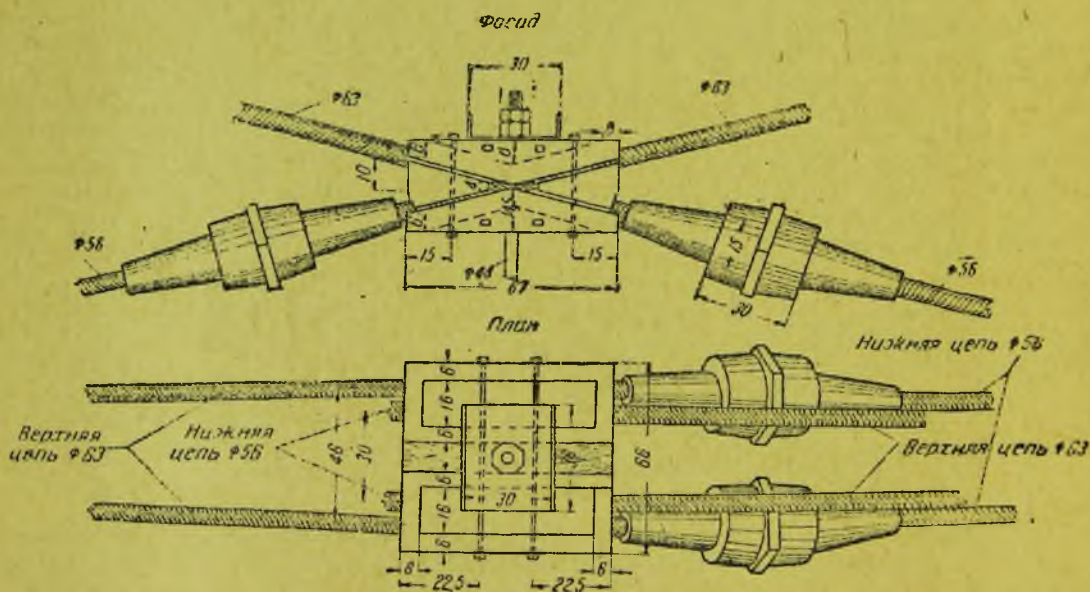
Подвески прикреплены к тросам цепей при помощи деревянных подушек и обжимок из дуба (фиг. 445 и 446).

Средний узел (фиг. 447) образован из чугуной отливки, обжимающей пересекающиеся тросы. В эту отливку упираются торцы муфт нижних цепей, служащие для соединения тросов разных диаметров.

Пилон моста устроен в виде качающейся рамы. Тросы проходят над головой пилонов по желобкам и закреплены против сдвигов муфтами с обеих сторон головы пилон.



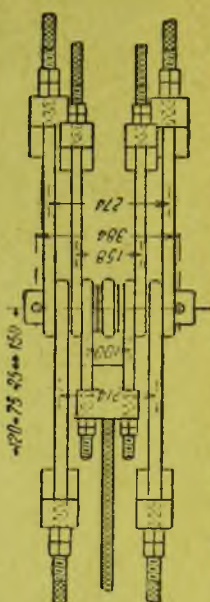
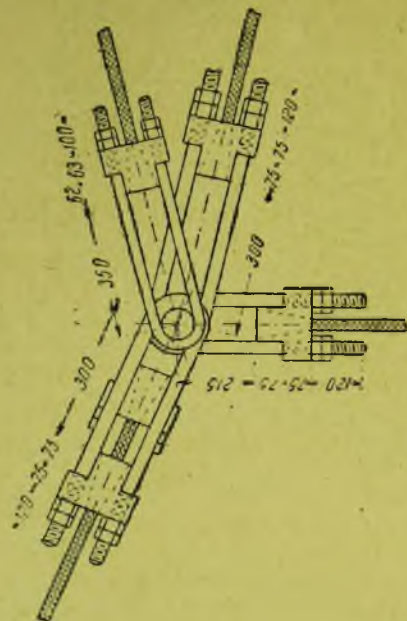
Фиг. 446. Общий вид прикрепления подвесок к тросу цепи.



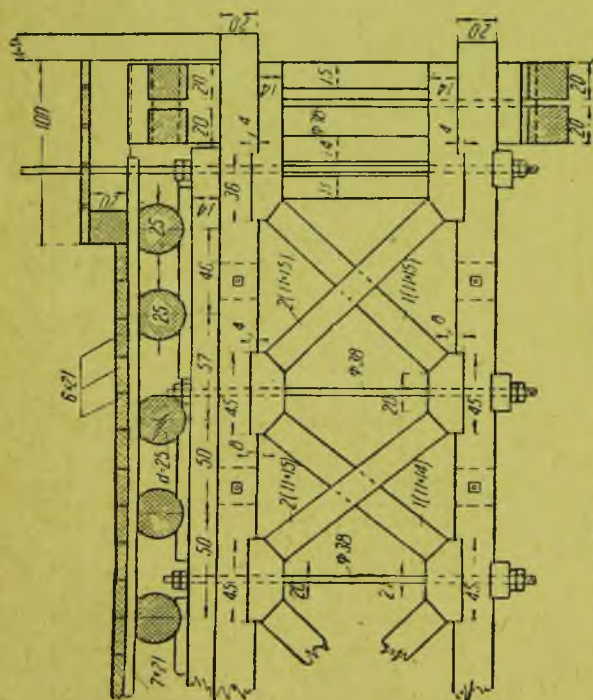
Анкерные плиты, служащие для закрепления оттяжек, устроены в виде железобетонных тавровых балок, сквозь которые проходят тросы оттяжек. Концы тросов заделаны в специальных отливках, которые своими заплечиками опираются на ростверк из швеллеров, в свою очередь опирающийся на железобетонную анкерную плиту (фиг. 448). Балки жесткости системы Гау имеют высоту 2 м при длине панели 2 м. Поперечные балки проезжей части устроены сквозные, тоже системы Гау, расположенные через каждые 4 м.

Поперечный разрез проезжей части моста представлен на фиг. 449. Проезжая часть имеет двойной дощатый настил и продольные балки, опирающиеся на верхние

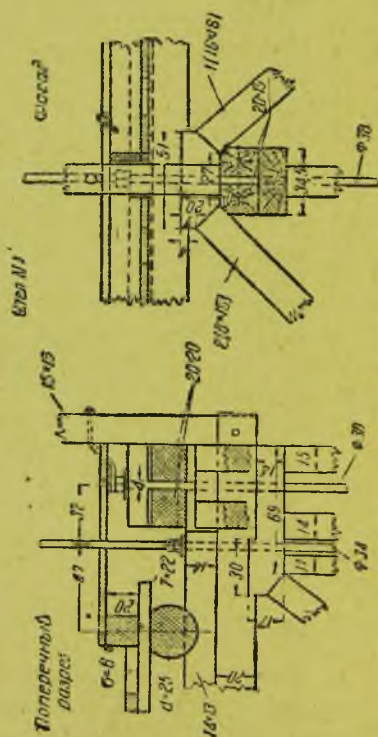
Фиг. 451. Закрепление конца кабеля в бобышке.



Фиг. 452. Конструкция узла вантовой фермы.



Фиг. 449. Поперечное сечение проезжей части моста.



Фиг. 450. Деталь верхнего узла фермы жесткости.

Бобышка имеет проушины, сквозь которые пропускают изогнутый в виде серги круглый стержень; концы этой серги закрепляют на бобышке гайками с контргайками. Серги всех элементов, сходящихся в узле, надевают на общий центральный болт (фиг. 452) или же прикрепляют к металлической фасонке.

ОПОРЫ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

Опоры деревянных мостов больших пролетов, в зависимости от местных условий (грунтовые условия, водный режим реки, интенсивность ледохода и др.), можно разделить на свайные, рамные, ряжевые и массивные.

Свайные опоры имеют наиболее широкое применение для мостов как малых, так и больших пролетов, и устраиваются в тех случаях, когда грунт допускает забивку свай.

Рамные опоры, составленные из целых заранее заготовленных звеньев, применяют в тех случаях, когда требуется максимальная механизация и увеличение темпа работ, а также и в случаях устройства мостов через суходолы, ущелья или овраги со скальным или каменистым грунтом, не допускающим забивки свай. Рамные опоры не могут быть устроены на реках с большой глубиной воды.

Ряжевые опоры состоят из деревянных ящиков-срубов, опускаемых на дно и загруженных камнем. Ряжевые опоры применяют в мостах через реки со скалистым или, наоборот, очень слабым дном, не допускающим забивки свай.

Массивные опоры из каменной или бетонной кладки применяют для деревянных мостов больших пролетов в многоводных реках с сильным ледоходом, когда устройство деревянных опор чрезвычайно трудно, а иногда и невозможно.

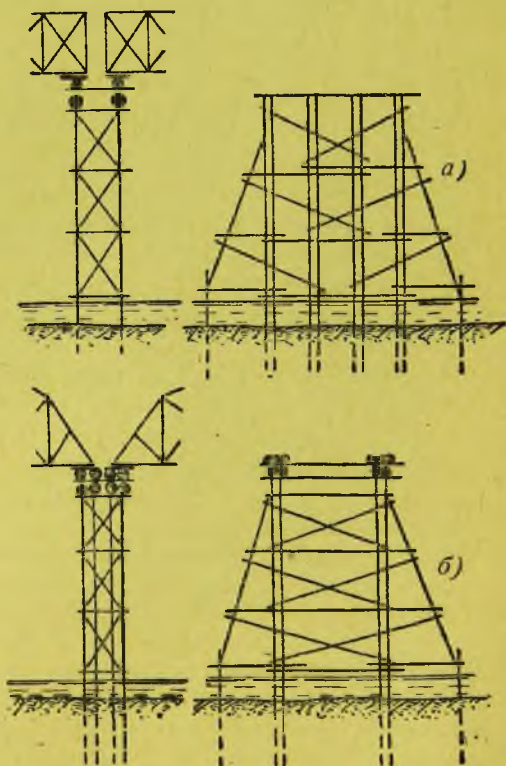
Устройство массивных каменных опор часто оказывается выгодным при наличии каменного материала вблизи места постройки моста и при отсутствии леса.

Массивные опоры иногда оказываются также выгодными для мостов через реки со скалистым дном взамен дорогостоящих ряжевых опор и ледорезов.

Массивные опоры могут быть устроены также в тех случаях, когда деревянные пролетные строения моста предполагается заменить в дальнейшем металлическими или железобетонными.¹

§ 62. Свайные опоры

Свайные опоры, применяемые для мостов с решетчатыми фермами, могут иметь различную конструкцию в зависимости от высоты моста, типа его поперечного сечения, назначения опоры и других условий.



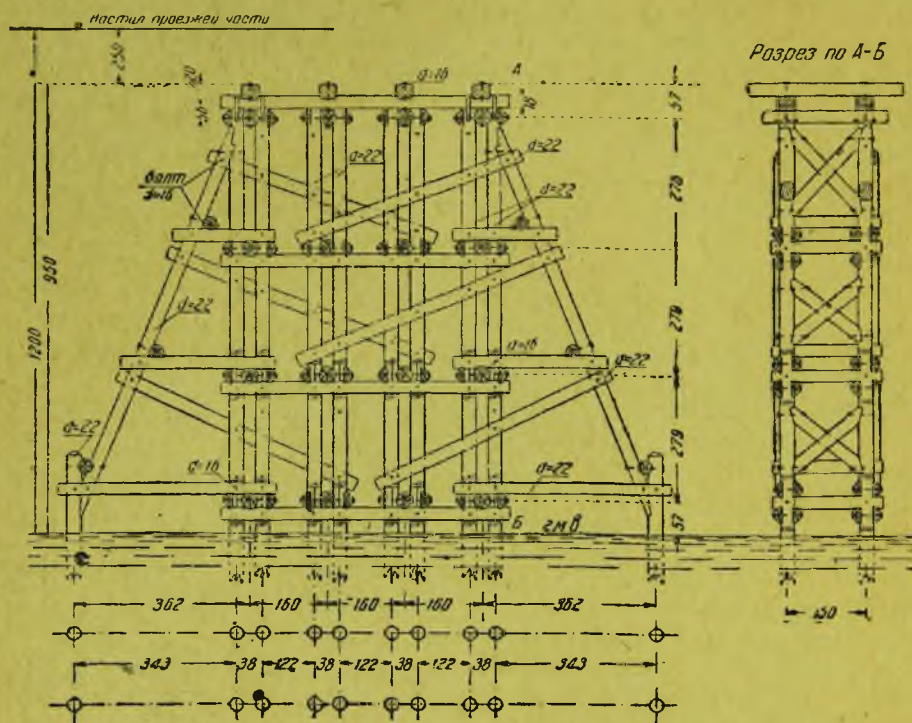
Фиг. 453. Схемы свайных опор для пролетных строений с решетчатыми фермами.

¹ Так как описание типов и конструкций массивных опор подробно излагается в курсах каменных, железобетонных и металлических мостов, то в настоящем курсе описание массивных опор не приводится.

Опоры, предназначенные для поддержания примыкающих с обеих сторон однотипных пролетных строений, имеют наиболее простую конструкцию.

Схемы таких опор для пролетных строений с решетчатыми фермами приведены на фиг. 453. В местах опирания главных ферм пролетных строений опоры имеют кусты коренных свай, воспринимающих опорные реакции главных ферм. Поэтому число и расположение свай в опорах зависит от величины опорных реакций и от типа поперечного сечения пролетных строений. Для мостов с ездой поверху, имеющих в поперечном сечении несколько главных ферм, характерна схема опоры, представленная на фиг. 453,а; схема опоры, изображенная на фиг. 453,б, характерна для мостов с ездой понизу, имеющих две главные фермы.

Ширина опор по фасаду моста, в зависимости от их высоты, принимается обычно от 1,0 до 2,5 м. Пример конструкции свайной опоры под пролетные строения с ездой



Фиг. 454. Конструкция свайной опоры под пролетные строения с ездой поверху.

поверху приведен на фиг. 454. Опора имеет четыре куста коренных свай в каждом ряду, по две сваи в кусте, воспринимающих давление от концов опирающихся на них четырех главных ферм.

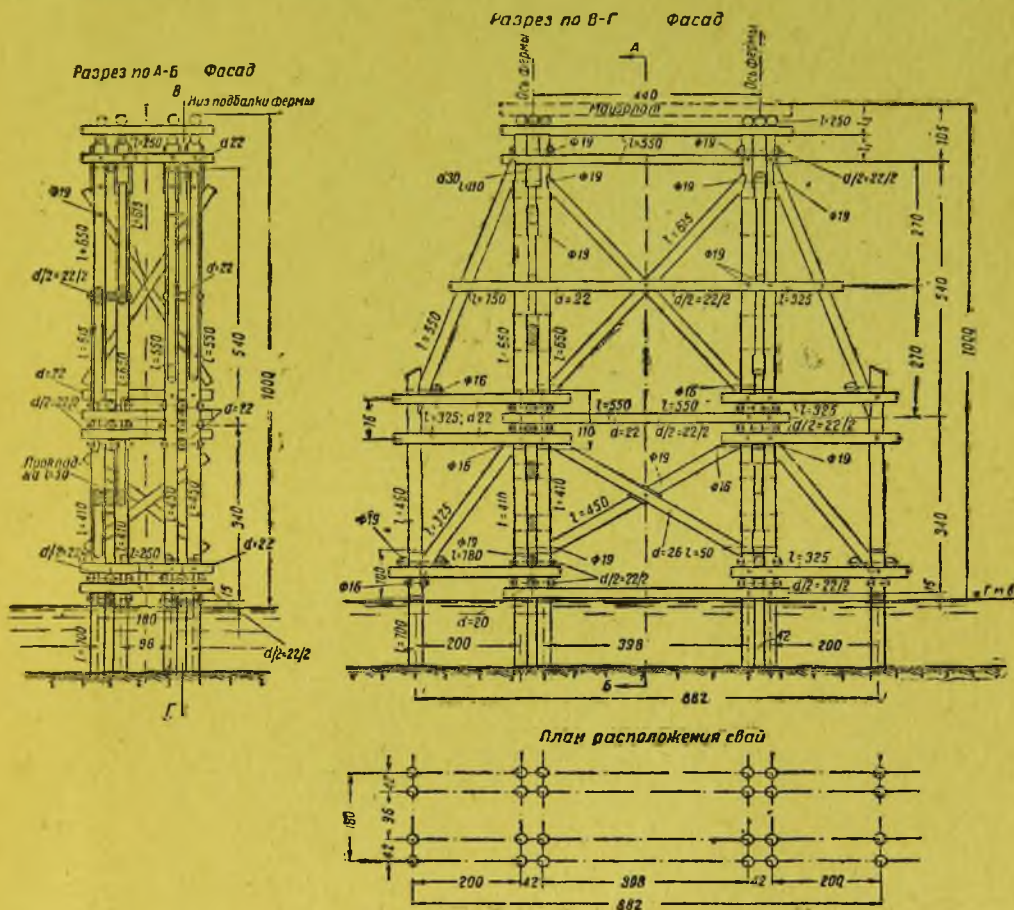
Продольная и поперечная жесткость опоры достигается устройством горизонтальных и диагональных связей в обоих направлениях. Для увеличения поперечной жесткости опор имеются также укосины. Продольные и поперечные горизонтальные схватки обычно устанавливают в опорах на расстоянии не более 3—4 м друг от друга по высоте. Расстояние между горизонтальными схватками в рассматриваемой опоре (высота яруса) составляет 2,79 м. Нижний ряд горизонтальных схваток расположен на высоте 0,25—0,50 м над горизонтом меженных вод.

Горизонтальные схватки обхватывают сваи и связаны с ними врубками и болтами. Диагональные схватки, установленные в поперечном направлении, связаны со сваями врубками и болтами, диагональные же связи, установленные по фасаду опоры, устроены для большей жесткости в виде распорных крестов, врубленных в сваи зубом и укрепленных болтами.

Другой пример конструкции свайной опоры высотой 10 м под пролетные строения системы Гау с пролетами 20—40 м представлен на фиг. 455.

Конструкция свайных опор разной высоты под пролетные строения с ездой понижу $l=21,6$ м представлена на фиг. 456, а, б, в (см. вклейку). Каждая опора имеет четыре куста свай, по 4 сваи в кусте. Ширина опор по фасаду, в зависимости от их высоты, изменяется от 1,1 до 2,2 м.

Продольная и поперечная жесткость опор достигается устройством системы горизонтальных и диагональных связей в обоих направлениях и постановкой укосин. В поперечном направлении опоры небольшой высоты имеют одноярусные связи; при значительной высоте связи устраивают двухярусными или трехярусными. Высоту яруса принимают не более 3—4 м.



Фиг. 455. Конструкция свайной опоры под пролетные строения системы Гау с ездой поверху.

Для устройства диагональных поперечных схваток по оси опор забиты вспомогательные сваи, не воспринимающие вертикального давления от пролетного строения и служащие лишь для укрепления диагональных схваток и увеличения поперечной жесткости моста.

Укосины упираются в специально забитые откосные сваи, скрепленные с коренными сваями горизонтальными схватками. Горизонтальные схватки, во избежание применения длинного леса, составлены из нескольких частей.

В продольном направлении опоры также имеют связи, устраиваемые в виде горизонтальных схваток и диагоналей.

В представленных на фиг. 456 конструкциях горизонтальные схватки поставлены по обе стороны и в промежутках между смежными рядами свай. Диагонали в опоре небольшой высоты ($H=6$ м) поставлены в промежутках между сваями, в высоких же опорах диагонали устроены в виде распорных крестов, врубленных в сваи простым зубом.

[illegible]

Фиг. 457. Сваяная опора под пролетные стропы системы Гау с ездой понизу.

¹ В опоре, представленной на фиг. 456 б, вторая укосина излишня.

лении опора имеет связи, состоящие из горизонтальных схваток и диагональных распорных крестов.

Диагонали распорных крестов упираются с одной стороны в горизонтальные схватки, расположенные в направлении оси моста и притянутые болтами к коренным сваям, с другой же стороны — в специальные подушки, прикрепленные к средним вспомогательным сваям. Деталь среднего узла приведена на фиг. 457. Горизонтальные схватки проходят между вспомогательными сваями, по сторонам же устроены дополнительные накладки из полубревен, укрепляющие узел и связанные с горизонтальными схватками болтами и деревянными прокладками. В продольном направлении горизонтальные схватки пропущены в промежуток между коренными сваями, диагональные же схватки из полубревен поставлены по обе стороны куста свай.

На фиг. 457 показано также устройство опирания пролетных строений на опору.

В случае большой глубины забивки свай необходимо их наращивание. Наращивание свай следует производить в уровне нижних горизонтальных схваток.

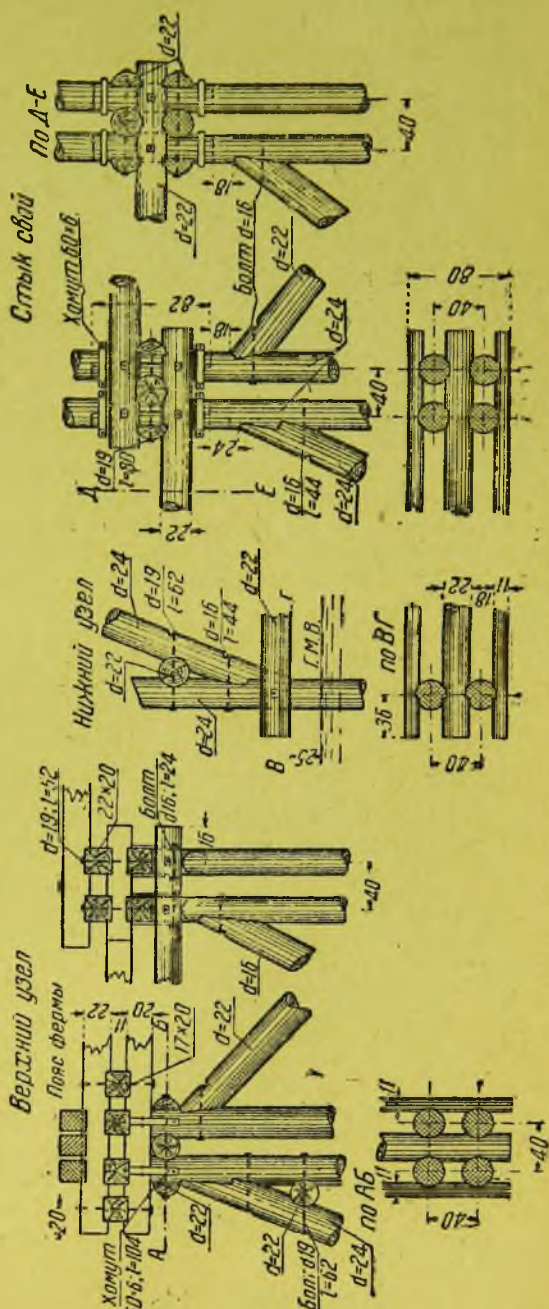
В приведенных на фиг. 454, 455 и 456 конструкциях опор стык свай устроен в полдерева и укреплен металлическими хомутами, схватками и болтами.

При большой высоте опор может оказаться необходимым наращивание свай и в пределах надводной части опор. В этом случае стыки располагают в уровне верхних ярусов горизонтальных схваток (см. фиг. 454—456).

На фиг. 458 приведены детали конструкции основных узлов рассмотренных выше свайных опор.

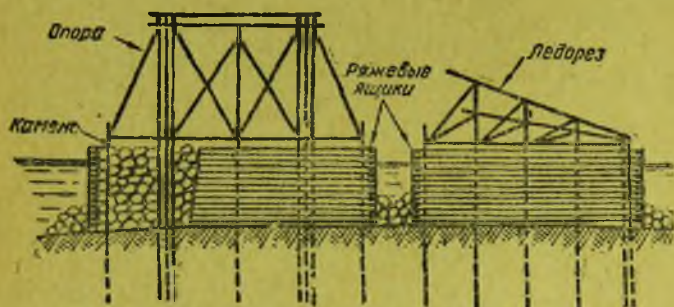
При большой глубине меженных вод в реке необходимы какие-либо укрепления подводной части опор для создания достаточной их жесткости. Простейшим способом укрепления подводной части свайных опор может служить каменная наброска вокруг свай. При большой глубине воды каменная наброска не дает достаточно надежного укрепления свай. В этом случае может быть применено укрепление в виде ряжевых ящиков, поставленных на дно реки вокруг опор и заполненных камнем (фиг. 459). Укрепление подводной части опор каменной наброской стесняет живое сечение русла реки и требует много камня. Поэтому каменную наброску обычно применяют только при слабом грунте дна, требующем укрепления против размыва.

Другой способ укрепления подводной части свайных опор заключается в поставке между сваями подводных подкосов или металлических тяжей. Подкосы могут

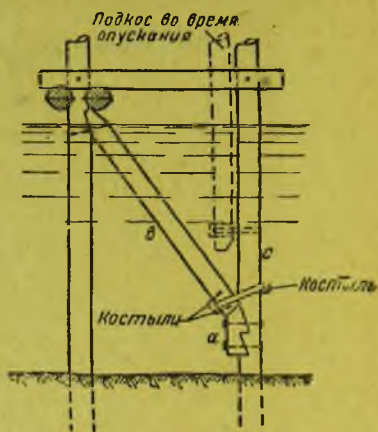


фиг. 458. Детали конструкции узлов свайных опор.

быть поставлены при помощи водолазов или же специальными приемами, не требующими подводных работ. Один из способов устройства подводных подкосов представлен на фиг. 460. К свае перед забивкой прирубают и прибалчивают зубчатый коротыш *a* с таким расчетом, чтобы после забивки сваи он пришелся вблизи дна реки. Затем вдоль сваи спускают подкос *b* с надетым на него и на сваю овальным металлическим

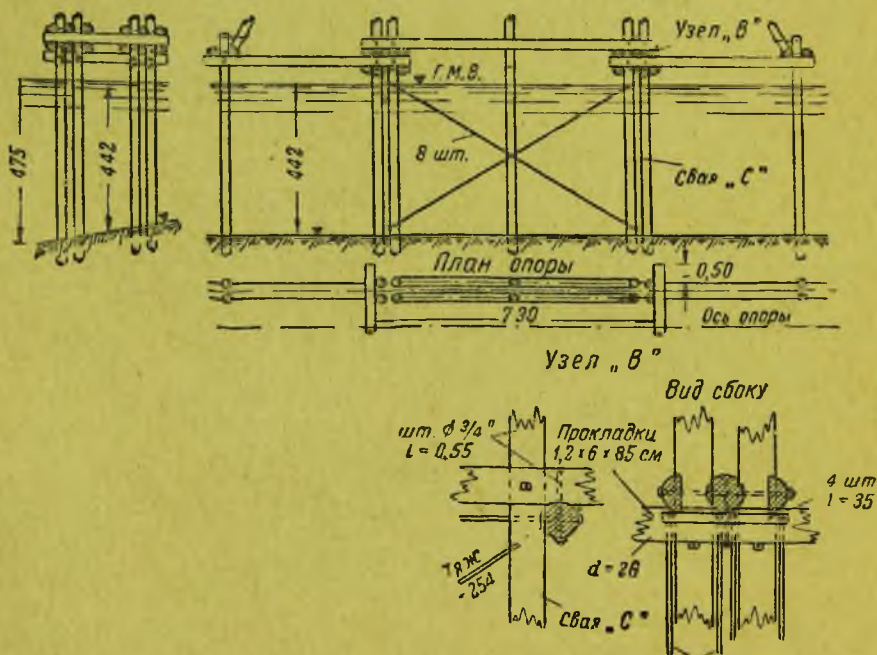


Фиг. 459. Укрепление подводных частей свай ряжевыми ящиками, заполненными камнем.



Фиг. 460. Установка подводных подкосов.

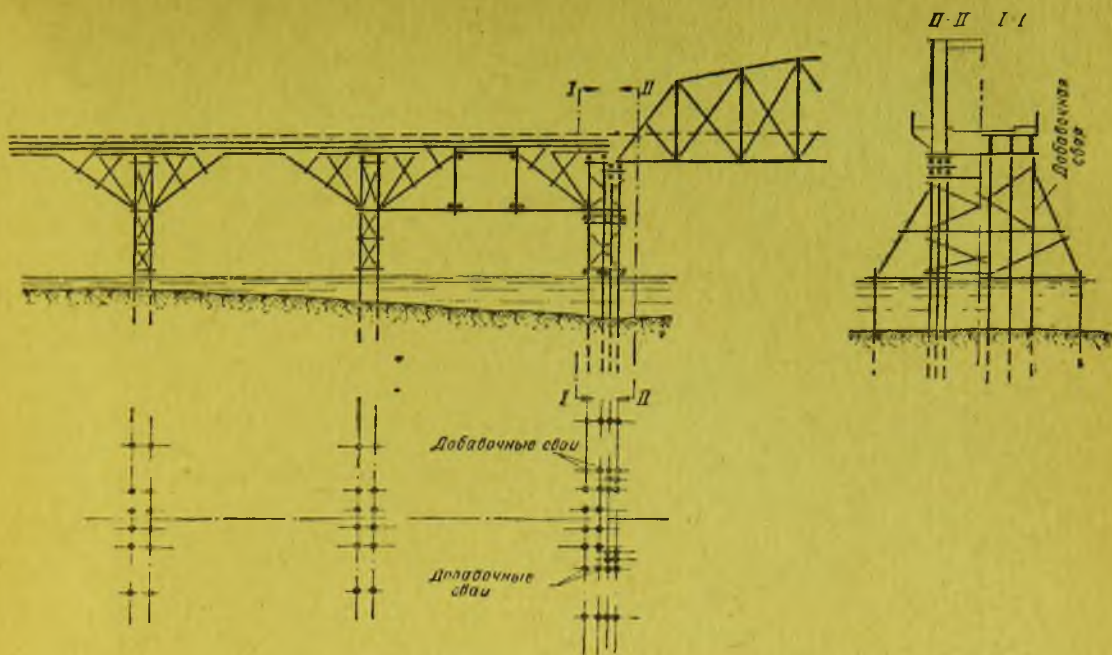
кольцом *c*. Кольцо укрепляют на подкосе костылями. Когда подкос дойдет до коротыша, кольцо попадает на заранее забитый в сваю костыль; поворачивая далее подкос *b* вокруг нижнего его конца, подводят верхний его конец к соседней свае и укрепляют врубойкой и болтами.



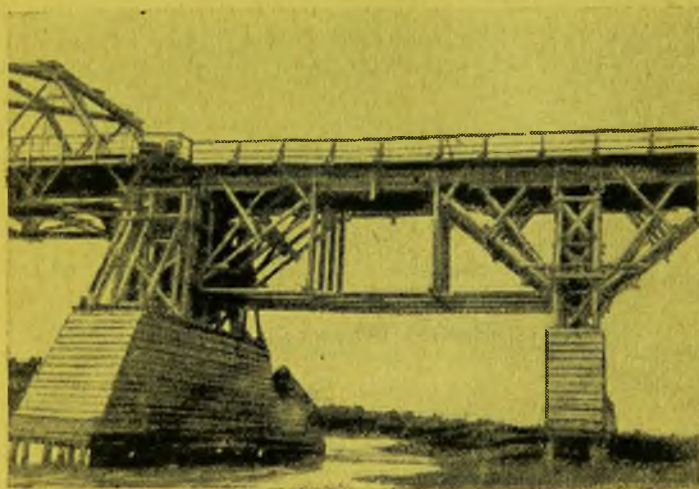
Фиг. 461. Подводные связи из металлических тяжей.

Устройство подводных связей из металлических тяжей представлено на фиг. 461. Нижний конец этих тяжей снабжается металлическим кольцом, надеваемым на сваю и удерживаемым на ней при помощи заранее забитого в сваю костыля. Верхний конец тяжа снабжается нарезкой, пропускается сквозь деревянную поперечную схватку и закрепляется гайками.

Опоры, устраиваемые в местах сопряжений подкосной части моста с решетчатыми пролетными строениями, должны давать возможность опирания на них того и другого



Фиг. 462. Схема сопряжения подкосной части моста с решетчатым пролетным строением.



Фиг. 463. Общий вид сопряжения подкосной части моста с решетчатым пролетным строением.

пролетных строений, а также восприятия одностороннего распора подкосного пролета от постоянной и временной нагрузок.

Для этого расположение свай в таких опорах должно в одних рядах соответствовать поперечному размещению подкосных ферм, в других рядах — размещению решетчатых ферм (фиг. 462). Кроме того, расположение свай в опоре должно обеспечивать необходимую связь в продольном направлении между отдельными свайными рядами опоры. Для этого в опоре приходится устраивать дополнительные сваи, дающие возможность постановки продольных горизонтальных и диагональных схваток. Для предотвращения передачи на опору одностороннего распора в крайнем пролете подкосной части иногда ставят затяжку (фиг. 462 и 463).

Решетчатые пролетные строения сопрягаются с берегом обычно при помощи нескольких балочных (фиг. 464, *а* и *в*) или балочного и подкосного (фиг. 464, *б*) пролетов, представляющих как бы свайный устой.

Пример конструкции сопряжения моста с берегом приведен на фиг. 465, *а*, *б* и *в* (см. вклейку). Береговая часть над конусом перекрыта двумя балочными пролетами. Опоры балочной части устроены так, чтобы была создана необходимая связь с опорой большого пролета. Для этого расположение свай в опорах балочной части увязано с расположением опор большого пролета, причем рядом с крайними коренными сваями опор балочного пролета забиты дополнительные сваи (на расстоянии 0,4 м), служащие для постановки продольных связей. Связи эти устроены в виде горизонтальных и диагональных схваток.

Горизонтальные схватки расположены в промежутках между коренными сваями опор, диагональные же схватки — по бокам их.

В плане проезжей части необходимо обратить внимание на сопряжение тротуаров береговой и речной частей моста.

§ 63. Рамные опоры

При постройке мостов через овраги, суходолы и небольшие речки, имеющие каменистое или скалистое дно, забивка свай для опор невозможна. В этом случае применяют опоры рамного типа на лежнях, непосредственно укладываемых на грунт.

Рамные опоры составляют из отдельных звеньев (рам), изготавливаемых заранее на заводе, стройдворе или на берегу, в стороне от места работ, и устанавливаемых на место в готовом виде. Благодаря этому возведение рамных опор можно производить механизированными методами, причем значительно повышается темп работы.

Фиг. 464. Способы сопряжения решетчатых пролетных строений с берегом.

В некоторых случаях, для упрощения и ускорения сборки и возможности установки отдельных заранее собранных звеньев, рамные опоры применяют также и для мостов через реки, дно которых допускает забивку свай. В этом случае готовые рамы устанавливают на заранее забитые сваи; опоры такого рода носят название свайно-рамных.

Опоры в зависимости от их высоты и величины действующих на них давлений устраивают из одного или двух рядов рам, причем для высоких опор рамы ставят друг на друга (многоярусные рамные опоры).

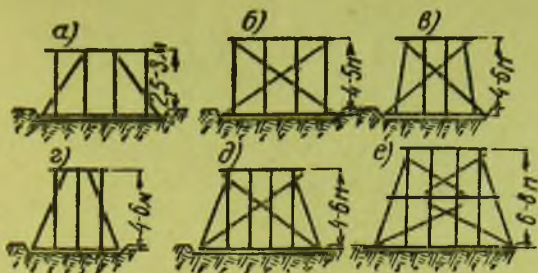
Основные типы рам

Рамные опоры мостов могут быть подразделены в зависимости от расположения в них отдельных рам: перпендикулярно или параллельно продольной оси моста. В первом случае опора имеет поперечные рамы, во втором случае — продольные.

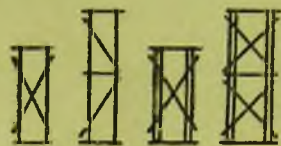
Поперечные рамы обычно составляют из основных стоек и укосин, связанных поверху горизонтальной насадкой и понизу — лежнем. Кроме того, для поперечной жесткости элементы рам связывают диагональными схватками или распорными крестами.

Высоту отдельных рам по конструктивным соображениям, а также для использования стандартного лесного материала, обычно делают не более 5—6 м. Основные типы рам, применяемых для мостов на автомобильных дорогах, схематически приведены на фиг. 466.

рам, в частности для многоярусных опор, приходится прибегать к расширению рам книзу путем устройства наклонных стоек (466, в),



Фиг. 466. Основные схемы поперечных рам.



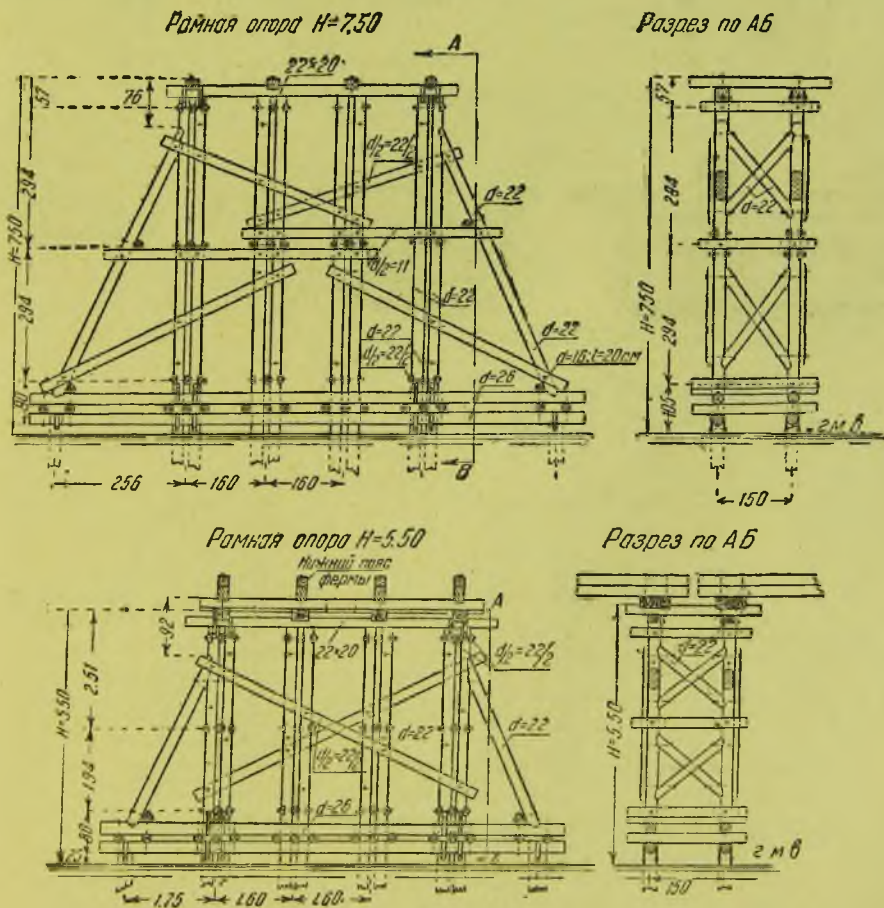
Фиг. 467. Схемы продольных
рам.

или же к постановке специальных укосин (фиг. 466, *г* и *д*). В случае необходимости устройства более высоких рам приходится прибегать к двум ярусам схваток, скрепляющих элементы рамы в поперечном направлении (фиг. 466, *е*).

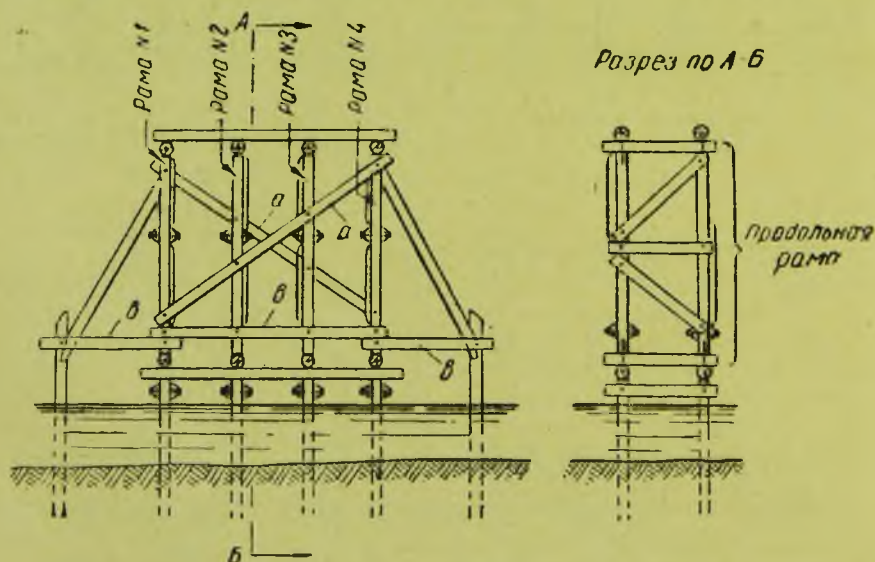
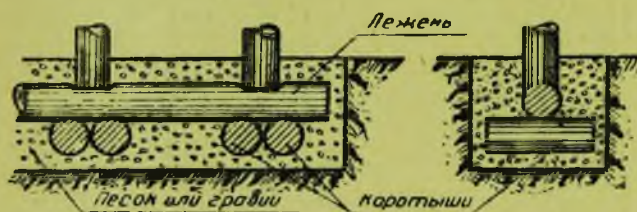
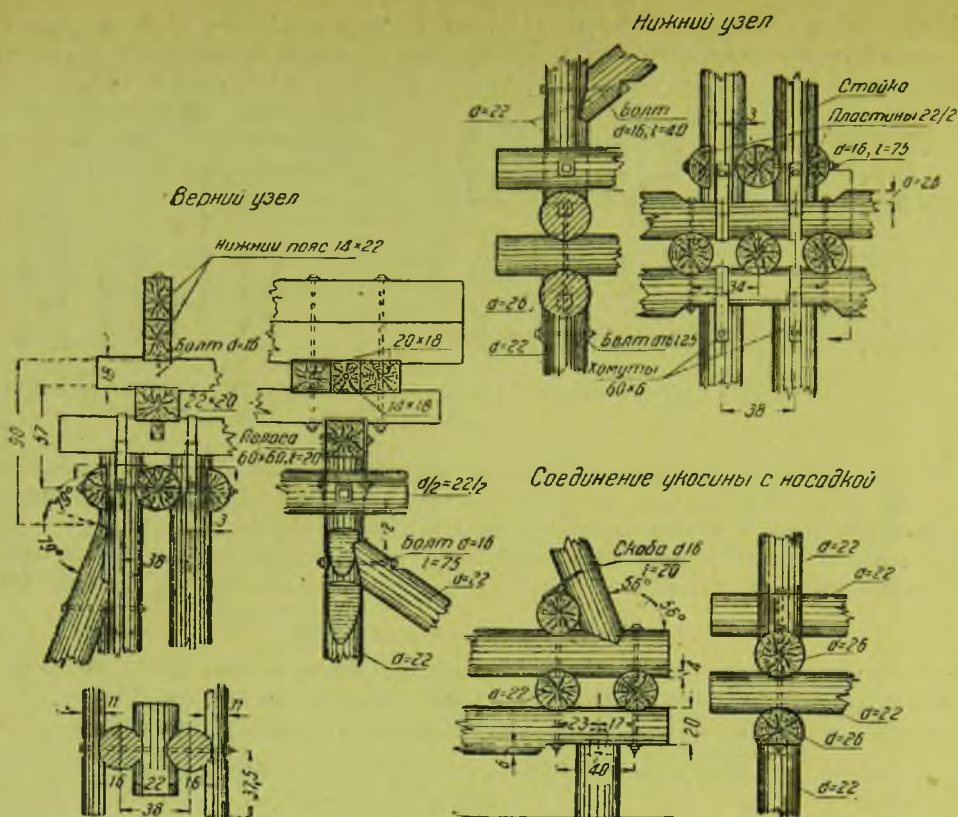
Продольные рамы можно применять лишь для широких опор с двумя или большим числом стоек по фасаду. Схемы продольных рам представлены на фиг. 467.

Конструкция рамных опор

Конструкция рамных опор мостов больших пролетов, опирающихся на сваи, забитые в дно реки, приведена на фиг. 468. Сваи обрезают на высоте 0,25—0,5 м над горизонтом меженных вод. На сваи устанавливают насадку, связанную со сваями



Фиг. 468. Рамные опоры для мостов больших пролетов через реки.



хомутами. Поверх насадки уложены коротыши, служащие опорами для установленных выше рам. Каждая опора состоит из двух рам, устанавливаемых самостоятельно и связываемых друг с другом (по фасаду моста) горизонтальными схватками и диагональными распорными крестами.

Сопряжения сконструированы так (фиг. 469), что каждая рама представляет собой целое звено, все элементы которого прочно связаны врубками и металлическими скреплениями. Это позволяет производить сборку рам в стороне, на берегу, и затем устанавливать их на место в готовом виде.

В случае установки рамных опор на скальном или каменистом грунте конструкция рам остается аналогичной рассмотренной выше, с той лишь разницей, что нижний лежень рамы укладывают на выровненное дно углубления — траншеи, выбираемой в грунте.

Лежень опирается на дно траншеи непосредственно или при помощи подложенных под него небольших коротышей (фиг. 470). Для лучшего распределения давления под лежень рекомендуется укладывать слой песка или гравия.

Глубина траншеи должна быть не менее толщины лежня, а в грунтах, подверженных пучению, не менее глубины промерзания. После установки рамы всю траншею заполняют доверху песком. Для предупреждения скопления сырости дну траншеи следует придавать уклон и устраивать вывод из нее воды. На грунтах, допускающих неглубокое заложение фундаментов, целесообразна укладка лежней рамных опор на специальные каменные или бетонные фундаменты в виде отдельных столбов или на сплошные опоры. Этим избегается быстрое загнивание рам на уровне земли.

Конструкция свайно-рамной опоры с продольными рамами представлена на фиг. 471. Отдельные, заранее изготовленные рамы устанавливают на насадки коренных свай и скрепляют схватками диагональными *a* и горизонтальными *b*. Кроме того, на месте устанавливают укосины. Поверх рам укладывают поперечные лежни для поддержания продетных строений моста.

Продольные рамы проще по конструкции и легче по весу сравнительно с поперечными рамами. Поэтому транспортировка и установка продольных рам на место обычно может осуществляться проще, чем поперечных.

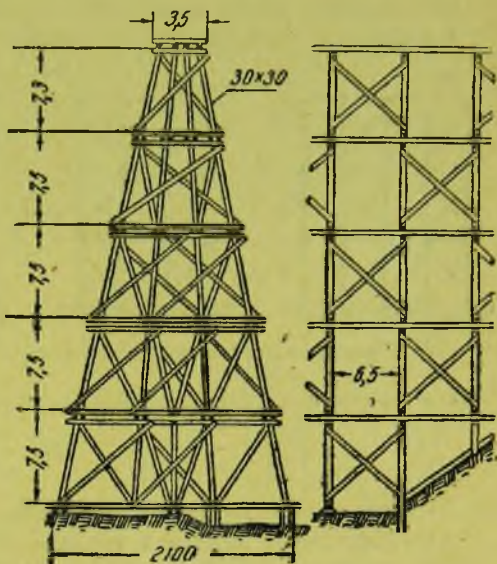
Многоярусные рамные опоры

Рамные опоры большой высоты устраивают из ряда рам, установленных друг на друга; такие опоры принято называть многоярусными (фиг. 472). Высота каждого яруса делается обычно не более 5—6 м, причем число ярусов редко бывает более 3—4.

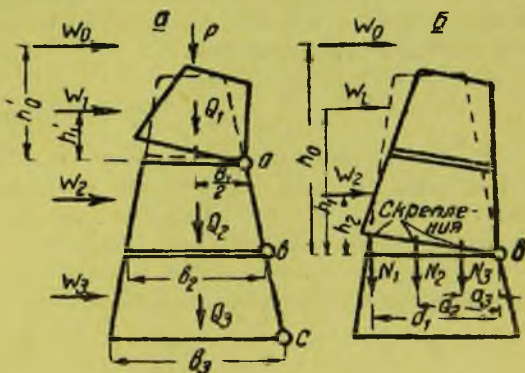
Многоярусная опора должна обладать достаточной устойчивостью как в поперечном, так и в продольном направлениях. Поперечная устойчивость опоры при действии горизонтальной ветровой нагрузки достигается уширением опоры книзу и проверяется расчетом отдельных рам и всей опоры в целом на опрокидывание.

Момент, опрокидывающий верхнюю раму вокруг точки *a* (фиг. 473):

$$M_{опр} = W_0 h'_0 + W_1 h'_1,$$



Фиг. 472. Многоярусная рамная опора.



Фиг. 473. Расчет многоярусной рамной опоры на ветровую нагрузку.

момент удерживающий:

$$M_{y\partial} = (P + Q_1) \frac{b_1}{2},$$

где: W_0 и W_1 — ветровые давления на пролетное строение и верхнее звено опоры;

P — давление от пролетного строения на опору;

Q_1 — вес верхнего звена опоры

Коэффициент устойчивости:

$$k = \frac{M_{y\partial}}{M_{опр}} = \frac{(P + Q_1)b_1}{2(W_0h'_0 + W_1h'_1)}.$$

Необходимо, чтобы коэффициент устойчивости был не менее 1,4.

Аналогично проверяется устойчивость двух верхних рам относительно точки β и всей опоры в целом относительно точки ϵ .

Для увеличения поперечной жесткости многоярусных опор лежащие друг на друге рамы связывают металлическими скреплениями.

Наибольшее растягивающее усилие N_1 (см. фиг. 473), возникающее под действием

Фиг. 474. Продольные связи многоярусных рамных опор.

ветра в крайнем из скреплений, определяется тогда формулой:

$$N_1 = \frac{\Sigma Wh}{\Sigma a^2} a_1,$$

где: a — расстояния металлических скреплений от точки β ,

a_1 — расстояние крайнего скрепления от точки β .

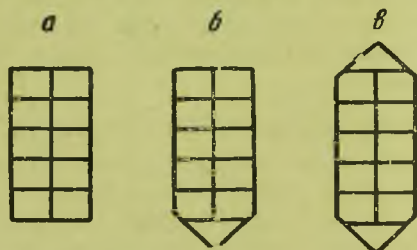
Для увеличения продольной жесткости высоких рамных опор устраивают продольные связи из горизонтальных и диагональных схваток (фиг. 474). Связи скреплены в направлении продольной оси моста по две (фиг. 474, a) или более (фиг. 474, b и β) опоры. Горизонтальные схватки при этом часто используются и как лежни, служащие для передачи давлений рам.

§ 64. Ряжевые опоры

В тех случаях, когда дно реки не допускает забивки свай вследствие того, что грунт скальный или каменистый или же, наоборот, очень слабый (илистый, торфянистый и др.) и при твердом грунте вследствие большой глубины воды, быстрого течения или сильного ледохода нельзя устроить рамные опоры, приходится прибегать к устройству ряжевых опор.



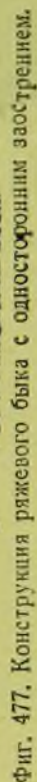
Фиг. 475. Схемы ряжевых устоев.



Фиг. 476. Схемы ряжевых быков.

Ряжем называют деревянный ящик (сруб) из бревен, имеющий стенки, днище и перегородки. Ряж устанавливают на предварительно спланированное дно реки и заполняют камнем. Каменное заполнение необходимо для устойчивости ряжа и для предотвращения поломки стен при ударах о них льдин и других плавущих предметов во время ледохода и высокой воды.

К недостаткам ряжей следует отнести также быстрое загнивание стен в пределах колебаний горизонта меженных вод, а также большую осадку.



Для речных опор (быков) ражи делают с одним или двумя заострениями (фиг. 476, *б и в*) для улучшения обтекания их водой и облегчения пропуска ледохода. Конструкция ражевого быка с односторонним заострением приведена на фиг. 477.

Днище ряжа врубают между вторым и третьим или между третьим и четвертым венцами в зависимости от плотности грунта. Венцы, находящиеся ниже пола, представляют как бы нож ряжа, который врезается в грунт. При твердом грунте нож может состоять из одного венца.

Ширину зазоров между бревнами днища ряжа делают в зависимости от плотности грунта: чем плотнее грунт, тем зазоры могут быть больше.

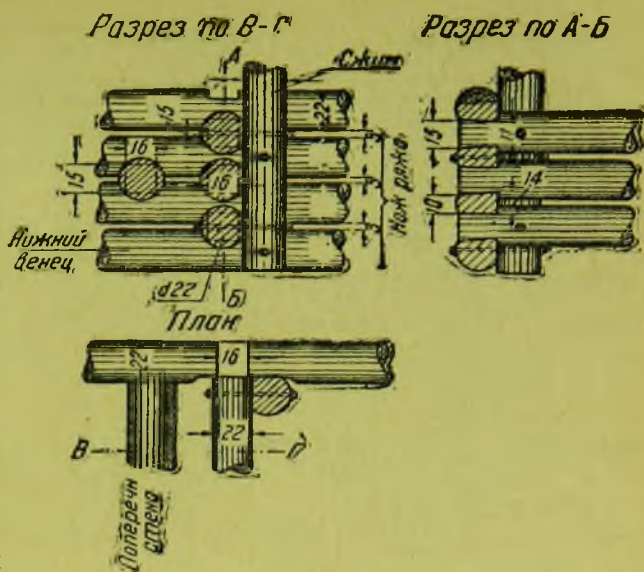
Зазоры в днище ряжа используются для заполнения мелким камнем или щебнем неплотностей в опирании днища на нижележащий грунт.

При установке ряжа на слабый грунт днище делают сплошным. Чтобы при опускании ряжа нагруженное камнем дно не могло оторваться, нижние венцы ряжа обхватывают длинными железными хомутами (фиг. 481).

Так как при посадке ряжа трудно ожидать плотного прилегания его всей площадью основания к грунту, то при определении давления на грунт принято предполагать, что ряж опирается на $\frac{2}{3}$ площади своего днища.

Ширина ряжа (вдоль моста) понизу должна быть не менее $0,35 - 0,40 H$, где H — высота ряжа. Поэтому высокие ряжи следует делать ступенчатыми (фиг. 482). При слабом грунте ряжи можно устраивать с уширением в нижней части для увеличения площади опирания на грунт (фиг. 483).

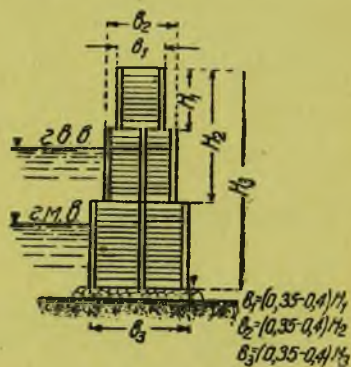
Пролетные строения могут опираться непосредственно на верх ряжа, или над ряжем могут быть устроены рамные надстройки, поддерживающие концы пролетных строений и передающие их давление на ряж (фиг. 483). Конструкция опоры такого типа под пролетные строения с ездой поверху приведена на фиг. 484. Достоинство ее заключается в том, что дорогостоящая ряжевая конструкция выводится лишь на $0,5 - 1$ м над горизонтом высокого ледохода (и во всяком случае не ниже горизонта высоких вод), выше же лежа-



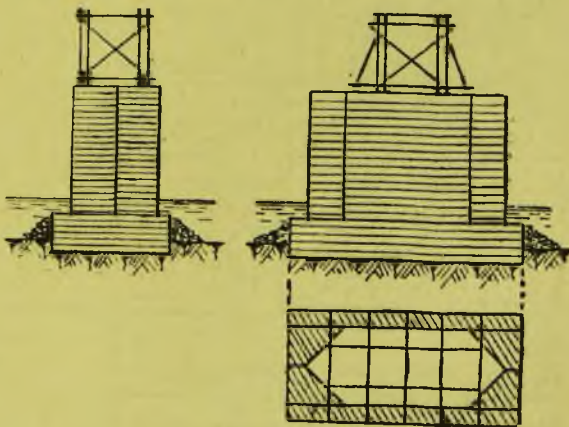
Фиг. 480. Деталь примыкания перегородки к стенке ряжа.



Фиг. 481. Укрепление стенок ряжа металлическими хомутами.



Фиг. 482. Схема ступенчатого ряжа.

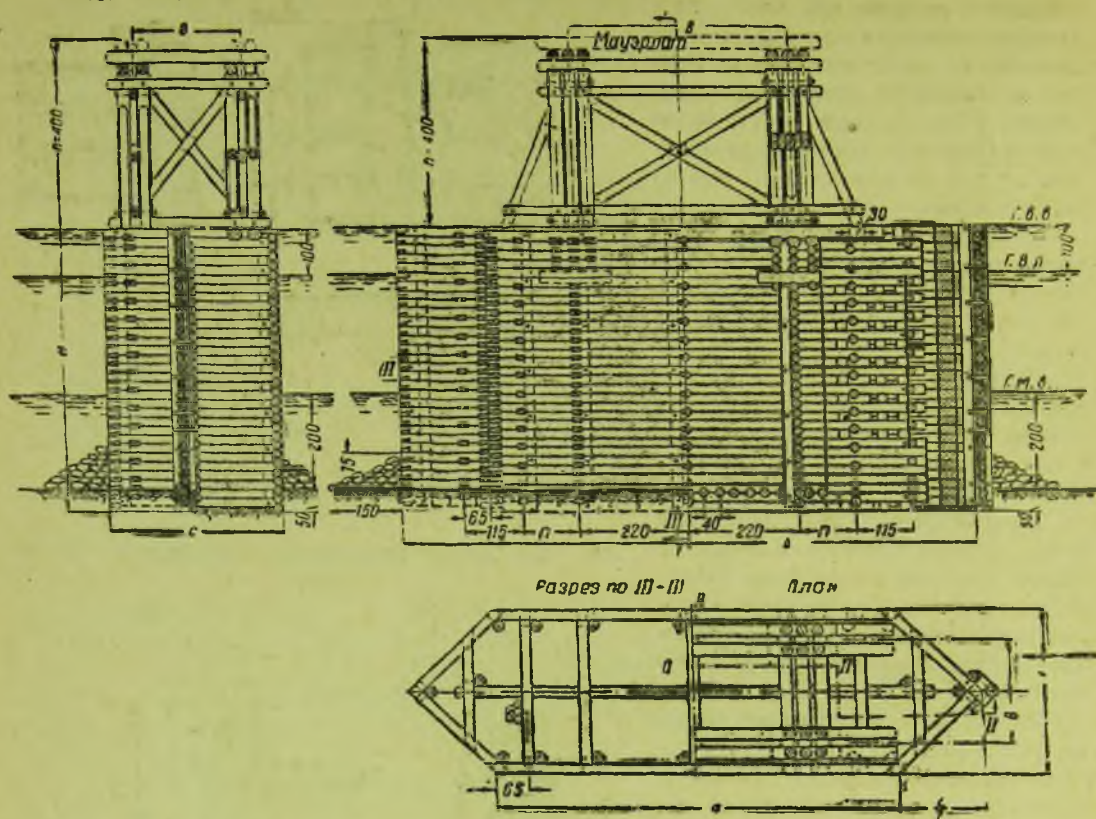


Фиг. 483. Ряжевая опора с уширенной нижней частью.

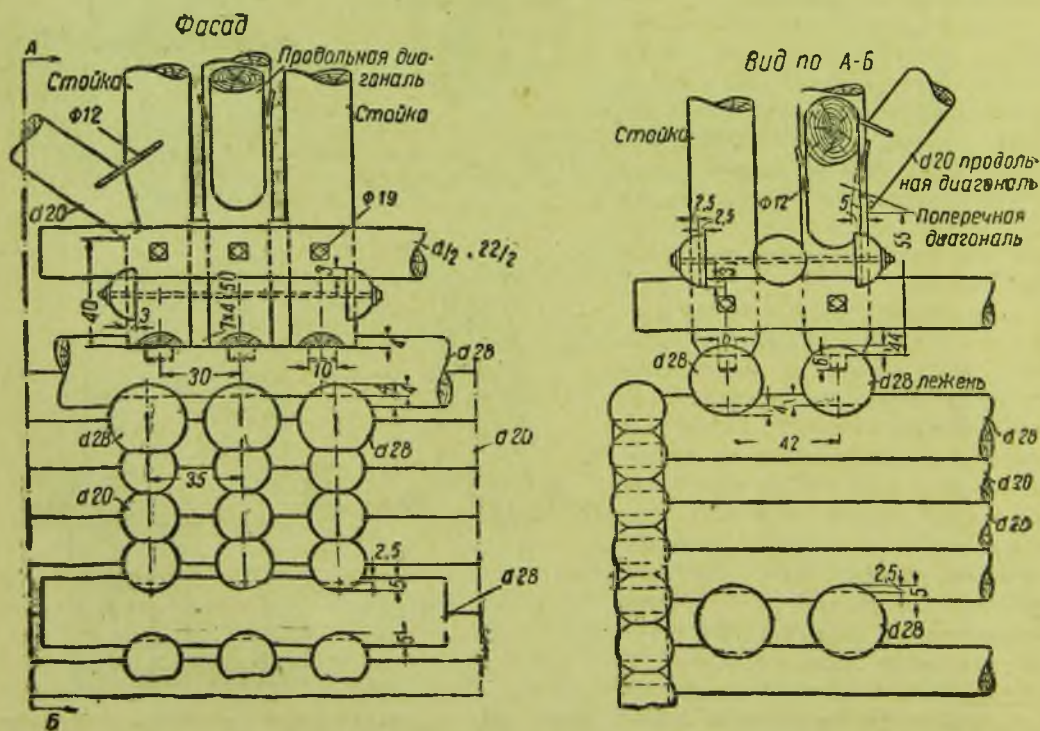
Фасад Разрез по I-I

Фасад поперек моста

Разрез по II-II

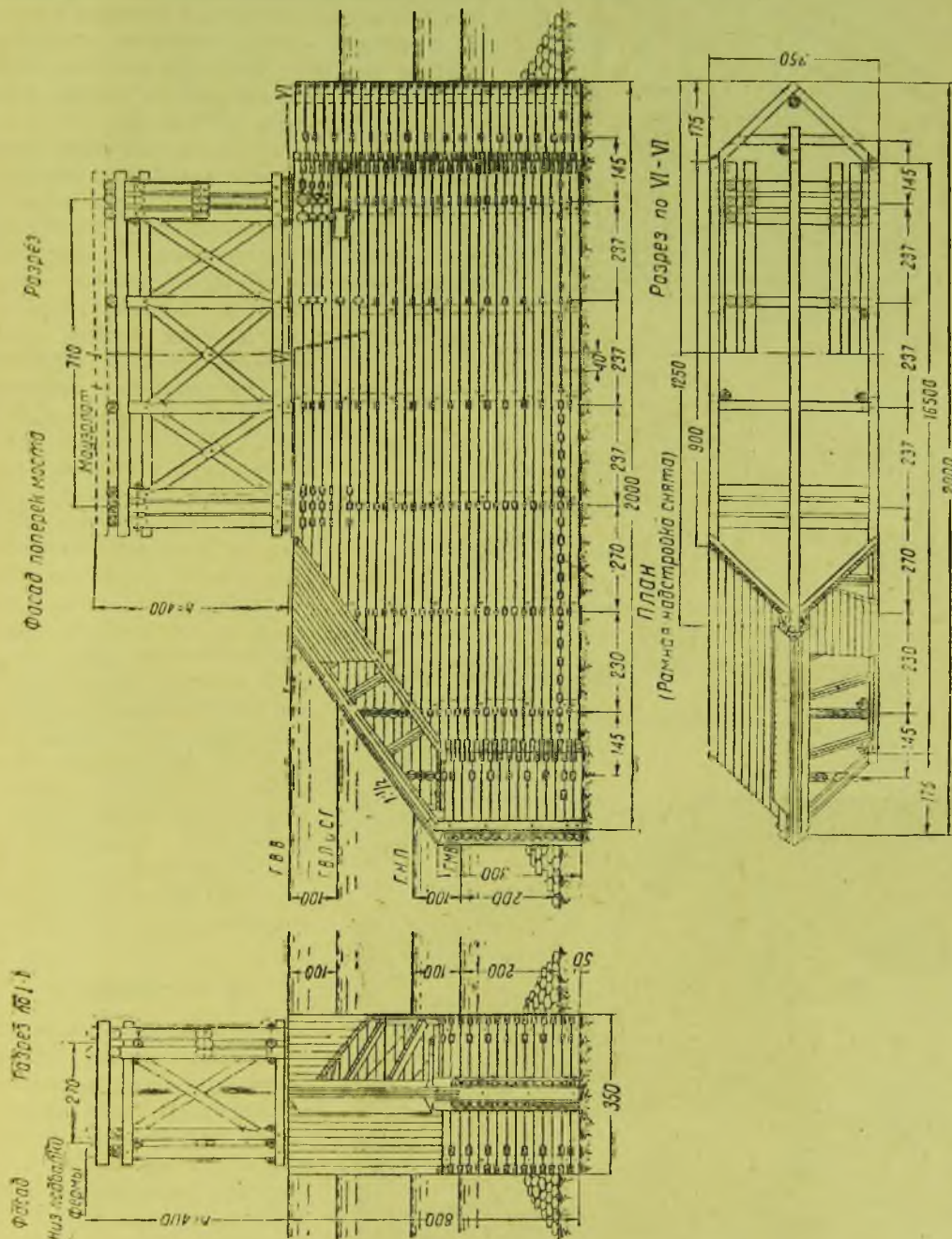


Фиг. 484. Ряжевая опора с рамной надстройкой под пролетное строение с ездой поверху.



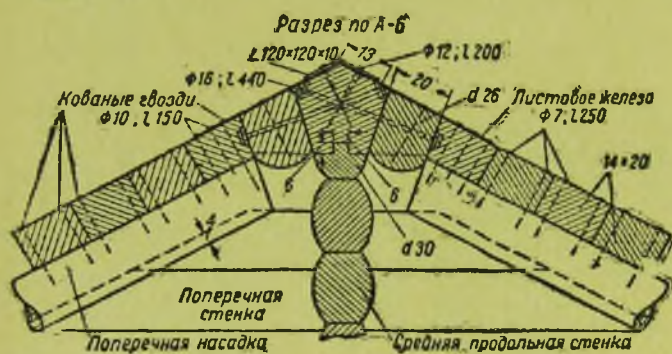
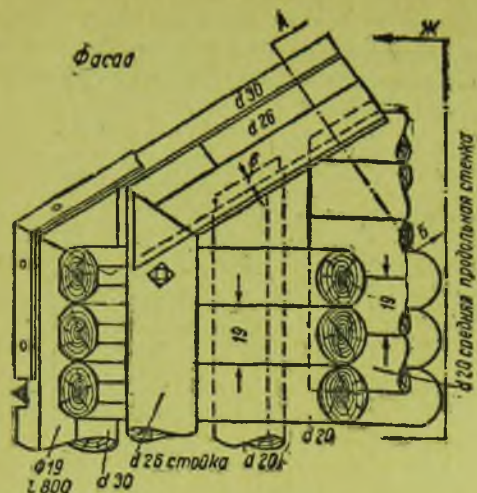
Фиг. 485. Сопряжение рамной надстройки с ряжем.

щую часть устраивают более дешевого рамного типа. Преимущество ряжевых опор с рамной надстройкой заключается также в меньшей осадке по сравнению с ряжевными опорами, выведенными на полную высоту. Применение ряжевых опор с рамной надстройкой целесообразно во всех случаях, когда низ пролетных строений моста возвышается над горизонтом высоких вод более чем на 3—4 м.



Фиг. 486. Рязевая опора с ледорезом и рамной надстройкой под пролетные строения с ездой понизу.

Давление от стоек рамной надстройки передается на поперечные стенки ряжа, усиленные в верхней части специальными дополнительными бревенчатыми перегородками, расположенными непосредственно под стойками рамной части. Верхние бревна этих перегородок, непосредственно поддерживающие лежни рамной надстройки, имеют увеличенный диаметр. Связь между дополнительными перегородками и основной поперечной стенкой осуществляется при помощи коротышей из бревен, расположенных в нижней части перегородок.



Фиг. 487. Деталь конструкции ряжевого ледореза.



Фиг. 488. Общий вид ряжевой опоры с ледорезом.

Деталь сопряжения рамной надстройки с поддерживающими перегородками и поперечной стенкой приведена на фиг. 485.

Для образования более мощного переднего ребра стенки заострения с верховой стороны врублены в обло с остатком и обжаты с четырех сторон сжимами, стянутыми болтами (см. фиг. 484). Желательно укрепление ребра железом против ударов льдин и других плавущих предметов.

При сильном ледоходе ряжевые опоры снабжают специальным ледорезом, имеющим наклонное режущее ребро с уклоном от 1:1 до 1:1 $\frac{1}{2}$, выполняемым за счет удлинения передней части ряжа. На фиг. 486 представлена конструкция ряжевой опоры с наклонным ледорезом. Режущее ребро ледореза образовано из трех бревен, среднее из которых нарублено на гребень наклонно срезанной средней стенки (фиг. 487). Боковые стенки ледореза в передней части срезаны наклонно и по ним уложены обвязные брусья, на которые опираются стропильные бревна ледореза. На стропильные бревна, а также и на поперечные стенки передней части ряжа опирается обшивка граней ледореза, образованная из брусков толщиной 14 см. Нож ледореза на ширину 50 см от ребра обшивают листовым железом (толщиной 6 мм) и, кроме того, усиливают железным уголком. Общий вид ряжевой опоры с ледорезом представлен на фиг. 488.

§ 65. Ледорезы

На реках, покрывающихся в зимний период ледяным слоем, опоры деревянных мостов нуждаются в предохранении от повреждений, которые могут произойти в результате воздействий льда. Эти воздействия могут быть двоякими. С наступлением весны, вследствие подъема воды, вызванного снеготаянием, на реках обычно наблю-

даются поднятие и подвижка льда. При отсутствии необходимых защитных мер поднятие и подвижка ледяных полей могут привести к повреждению и даже разрушению элементов деревянных опор.

При дальнейшем подъеме воды в реке ледяные поля начинают приходить в дви-



Фиг. 489. Деревянный мост с ледорезами.

жение, дробятся на более мелкие части и, увлекаемые течением, плывут по реке, образуя ледоход.

Воздействие на опоры мостов льдин при ледоходе сопряжено с передачей им ударов, интенсивность которых возрастает с увеличением объема отдельных льдин и скорости их движения.

Воздействие льдин представляет наибольшую опасность для мостов, особенно при интенсивном ледоходе, вследствие большой силы ударов льда, опасности образования заторов (зажоров) и трудностей борьбы с движущимся льдом.

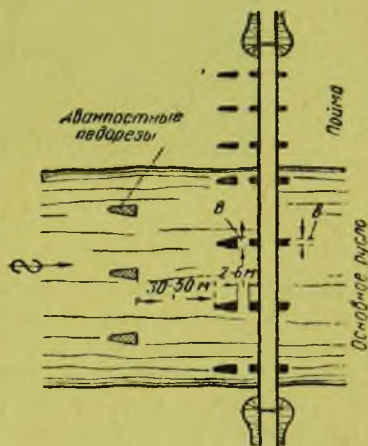
Для предохранения опор деревянных мостов от повреждений при подвижках и поднятии ледяного поля производят околку льда у опор (подробно см. гл. XV).

Для защиты опор от повреждений и ударов льдин во время ледохода устраивают ледорезы.

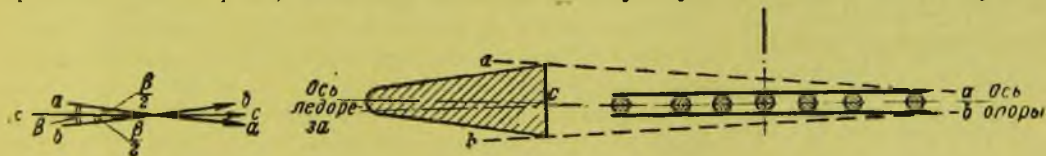
Назначение ледорезов заключается в дроблении больших льдин, ограждении опор моста от ударов льдин и направлении плывущих льдин в пролеты моста.

Для этого ледорезы располагают перед каждой опорой на расстоянии 2—6 м выше места перехода (фиг. 489 и 490).

Так как наиболее сильный ледоход наблюдается в местах наибольших глубин и скоростей течения реки, то главное внимание следует уделять защите от льда речных



Фиг. 490. Схема расположения ледорезов.



Фиг. 491. Устройство ледореза при изменениях направления ледохода в плане:

$a-a$ и $b-b$ — возможные отклонения направления ледохода, $c-c$ — преобладающее направление ледохода.

опор моста. Опоры на поймах в большинстве случаев могут быть защищены более легкими ледорезами, береговые же опоры обычно не требуют защиты от льда.

Ледорезы не следует связывать с опорами моста, чтобы оградить как опоры, так и пролетные строения от сотрясений при ударах льдин.

Расстояние ледореза от опоры назначают в зависимости от скорости течения. Если при быстром течении реки ледорез поставить слишком близко к опоре, то льдины, ломаясь о ледорез, могут повредить опоры; поэтому при быстром течении

ледорезы удаляют от опор на расстояние до 6—8 м. При медленном же течении ледорез следует располагать ближе (на 2—4 м от опоры), чтобы разломанные льдины не могли заплывать за ледорез и ударяться об опору.

Для защиты опоры от ударов льдин ширина ледорезов B должна быть больше или в крайнем случае равна ширине опоры b .



Фиг. 492. Мост с двумя рядами ледорезов.

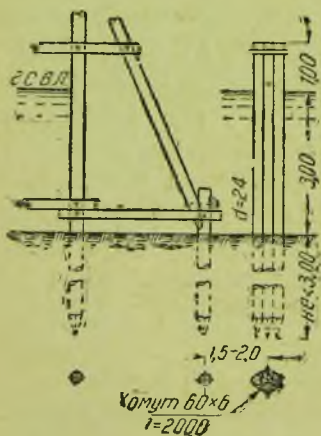
На реках, у которых направление течения струй при ледоходе может изменяться в плане и отклоняться от направления осей опор, необходимо назначать размеры и расположение ледорезов так, чтобы опоры моста были предохранены от косых ударов льдин. Ледорезы нужно в этом случае устанавливать по преобладающему направлению ледохода, а ширину их делать достаточной для защиты опор моста от ударов льдин при возможных изменениях направления их движения в плане (фиг. 491).

На реках с особо сильным ледоходом не ограничиваются одним рядом ледорезов, а ставят впереди на расстоянии 30—50 м от первого ряда еще второй ряд ледорезов, называемых аванпостными (фиг. 490 и 492).

Аванпостные ледорезы, располагаемые с основными ледорезами в шахматном порядке, воспринимают на себя наиболее сильные удары больших ледяных полей и разламывают их на более мелкие части.

Конструкция и основные размеры ледорезов зависят от силы ледохода, ширины защищаемых опор, горизонтов ледохода и других факторов.

Ледорезы могут быть свайными и ряжевymi. Свайные ледорезы применяются наиболее часто, ряжевые же ледорезы устраивают только в тех случаях, когда дно реки не допускает забивки свай (см. выше § 64).

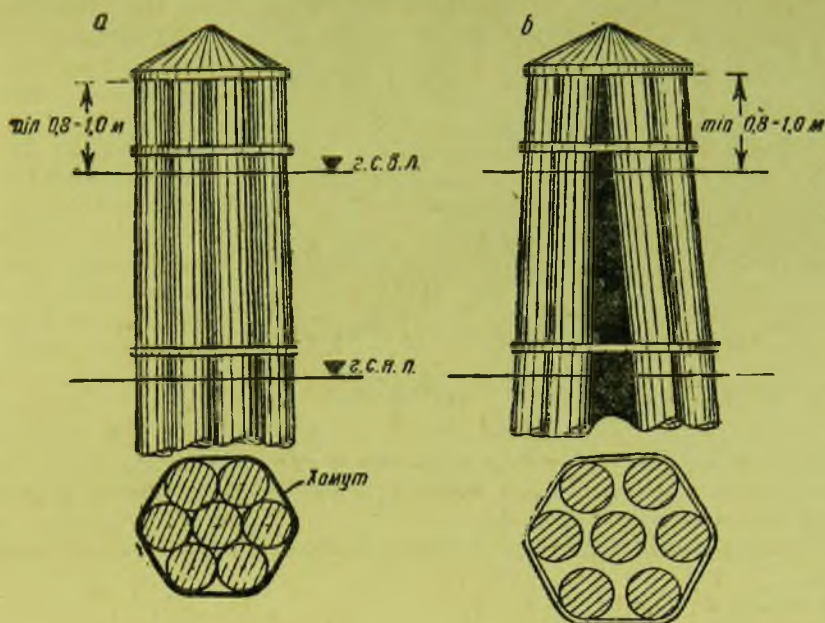


Фиг. 493. Кустовой ледорез из четырех свай.

Простейшие ледорезы

В мостах через малые реки со слабым ледоходом могут быть устроены простейшие ледорезы в виде куста свай. Такой куст составляют из трех или более свай, забитых на расстоянии 1—2 м от опоры. Сваи скрепляют хомутами из полосового железа, расположенными в двух-трех местах по высоте ледореза. Верх свай должен возвышаться над горизонтом самого высокого ледохода (г. с. в. л.) не менее чем на 0,8—1,0 м. Чтобы верхние концы свай не гнивали, куст покрывают крышкой из кровельного железа или досок.

На фиг. 493 показан кустовой ледорез из четырех свай, на фиг. 494 — более мощный ледорез из семи свай. Сваи кустовых ледорезов могут быть забиты вертикально (фиг. 494, а) или наклонно (фиг. 494, б) — для большей жесткости.



Фиг. 494. Кустовые ледорезы из семи свай.

Глубина забивки свай должна быть не менее 3—4 м.

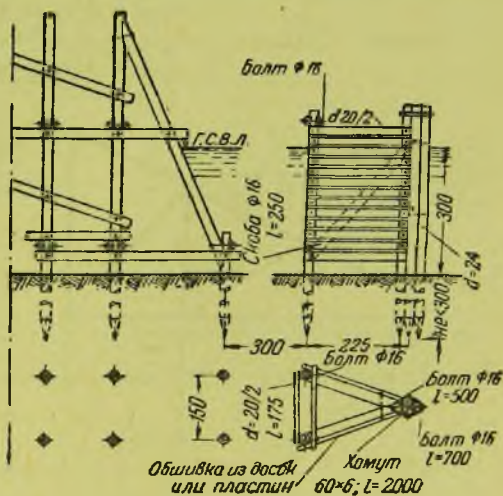
Кустовой ледорез из шести свай, применяемый для ограждения более широких опор, приведен на фиг. 495. Ледорез этот имеет режущее ребро, составленное из четырех свай, связанных хомутом и болтами. Две другие сваи поставлены несколько позади (на 2,25 м) на расстоянии 1,5 м друг от друга и связаны с передним кустом подкосами и обшивкой из досок или пластин, образующей крылья. Такое устройство увеличивает ширину ледореза, придавая ему клиновидную в плане форму, и лучше предохраняет опору от ударов льдин (фиг. 496).

Недостаток кустовых ледорезов всех видов заключается в малой их жесткости, в особенности при высоком горизонте ледохода, когда вследствие возрастания скорости течения увеличивается интенсивность ударов льдин.

Плоские ледорезы

При узких (однорядных) опорах моста и слабом или среднем ледоходе устраивают ледорезы из ряда свай с укрепленным на них наклонным элементом, называемым ножом ледореза. Такие ледорезы принято называть плоскими (фиг. 497). Плоский ледорез состоит из ряда свай, забиваемых на расстоянии 2—2,5 м друг от друга. Глубина забивки свай должна быть не менее 2,5—3 м. Для увеличения жесткости ледореза переднюю его часть усиливают, забивая рядом с первой свайей *а* дополнительную сваю *б*. Обе сваи *а* и *б* образуют головную часть, или голову, ледореза. При более сильном ледоходе головную часть ледореза образуют из куста свай (см. ниже).

Верх свай срезают наклонно и на них укладывают наклонный элемент *в*, называемый режущим, или шапочным.



Фиг. 495. Кустовой ледорез для защиты широких опор.



Фиг. 496. Общий вид ледореза с крыльями.

Принцип работы ледореза с наклонным режущим ребром заключается в том, что льдина, встречая на своем пути наклонный нож ледореза, под влиянием инерции поднимается по нему и, поднявшись из воды, разламывается от действия собственного веса (фиг. 498). Для этого наклон режущего ребра следует делать, в зависимости от силы ледохода, от 1:1 при слабом ледоходе до 1:2 и даже 1:2,5 при сильном ледоходе.

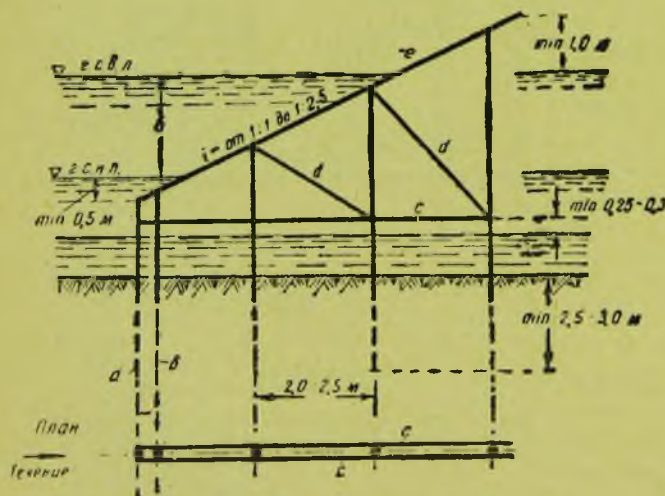
Для того чтобы при большой разности горизонтов самого высокого и самого низкого ледоходов ледорез не получился очень длинным, часто несколько увеличивают наклон режущего ребра при большой разности горизонтов h .

Для назначения наклона режущего ребра ледорезов можно рекомендовать следующие данные:

при слабом ледоходе $i = 1:1$; $1:1\frac{1}{2}$;

при среднем ледоходе $\begin{cases} \text{при } h \leq 2,5 - 3,0 \text{ м} & i = 1:2 \\ \text{при } h = 3,0 - 4,0 \text{ м} & i = 1:1,75 \\ \text{при } h \geq 4,0 - 5,0 \text{ м} & i = 1:1,5; \end{cases}$

при сильном ледоходе $\begin{cases} \text{при } h \leq 2,5 - 3,0 \text{ м} & i = 1:2 - 1:2,5 \\ \text{при } h = 3,0 - 4,0 \text{ м} & i = 1:1,75 - 1:2 \\ \text{при } h \geq 4,0 - 5,0 \text{ м} & i = 1:1,75. \end{cases}$



Фиг. 497. Схема плоского ледореза.

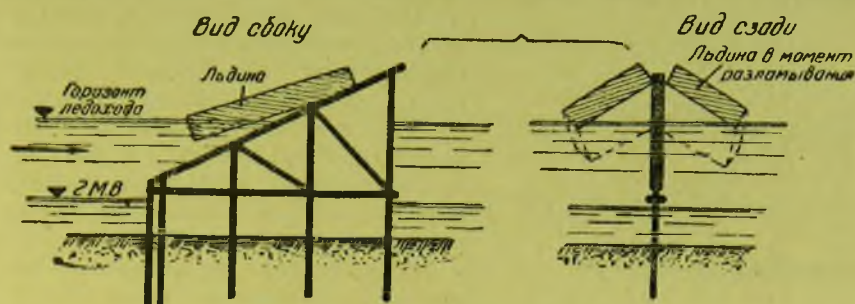
Верх режущего ребра должен возвышаться над горизонтом самого высокого ледохода не менее чем на 1 м, чтобы при самом высоком горизонте ледохода льдины, поднимаясь по режущему ребру, не могли перескочить через верх режущего ребра и повредить опору моста. При сильном ледоходе величину эту следует доводить до 1,5 м.

Нижний конец режущего ребра должен быть на таком уровне, чтобы при самом низком ледоходе льдины, плывущие всегда погруженными более чем на половину в воду, не могли удариться о головные сваи (как это показано на фиг. 499), а всегда попадали на наклонную часть ледореза. Для этого

нижний конец режущего ребра должен быть расположен ниже горизонта самого низкого ледохода не менее чем на 0,5 м. В реках с сильным ледоходом и в особенности при большой толщине льда это расстояние следует увеличивать до 0,7 — 1,0 м.

Для защиты от действия ударов льдин режущее ребро ледореза обычно укрепляют металлом.

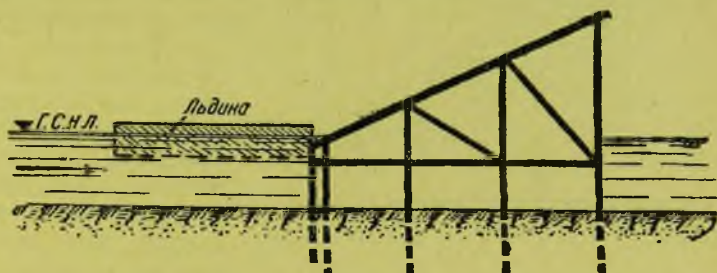
Прочность всей конструкции ледореза и распределение удара от набегающих льдин на все сваи ледореза достигается постановкой подкосов d и схваток c (см. фиг. 497). При высоком уровне горизонта самого высокого ледохода ледорез получается очень высоким; в этом случае для укрепления верхней части ножа ледореза против ударов льда желательно ставить дополнительную сваю a и подкос b (фиг. 500).



Фиг. 498. Схема работы ледореза.

Конструкция плоских ледорезов, применяемых на реках со слабым ледоходом, приведена на фиг. 501. При слабом ледоходе ледорезы следует располагать на расстоянии 1—2,5 м от мостовой опоры.

Ледорез, изображенный на фиг. 501, a , состоит из ряда свай, забитых на расстоянии 1—1,5 м друг от друга. Сваи срезаны наклонно и снабжены сверху гребнями, на которые насажен нож ледореза. Нож защищен сверху металлической полосой или уголком b и притянут хомутами c . Жесткость всей конструкции ледореза достигается горизонтальными схватками d , обжимающими сваи и нижний конец ножа. Ледорезы такого типа обычно применяют в маловодных реках при небольшом

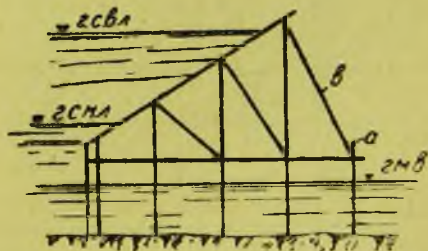


Фиг. 499. Неправильное расположение нижнего конца режущего ребра ледореза.

подъеме весенних вод, причем рекомендуется нижний конец ножа опускать на 0,2—0,3 м ниже горизонта межени вод, а верхний конец поднимать на 0,5—0,7 м над горизонтом самого высокого ледохода.

На фиг. 501, b изображен ледорез, применяемый также при слабом ледоходе, но при несколько большем подъеме весенних вод. Концы ножа a ледореза следует в этом случае обрезать: нижний конец на 0,4—0,6 м ниже самого низкого горизонта ледохода, а верхний конец на 0,7—1,0 м выше самого высокого горизонта ледохода. Жесткость, необходимая для восприятия ледорезом ударов льда, обеспечивается двумя парами схваток d , связанных болтами со сваями и ножом ледореза, а также обшивкой e из досок толщиной 5—6 см или пластин, прибитых толстыми железными нагелями.

На фиг. 501, $в$ представлен другой тип легкого ледореза, в котором продольная жесткость достигается наклонно забитой свай f и двумя парами горизонтальных схваток d .

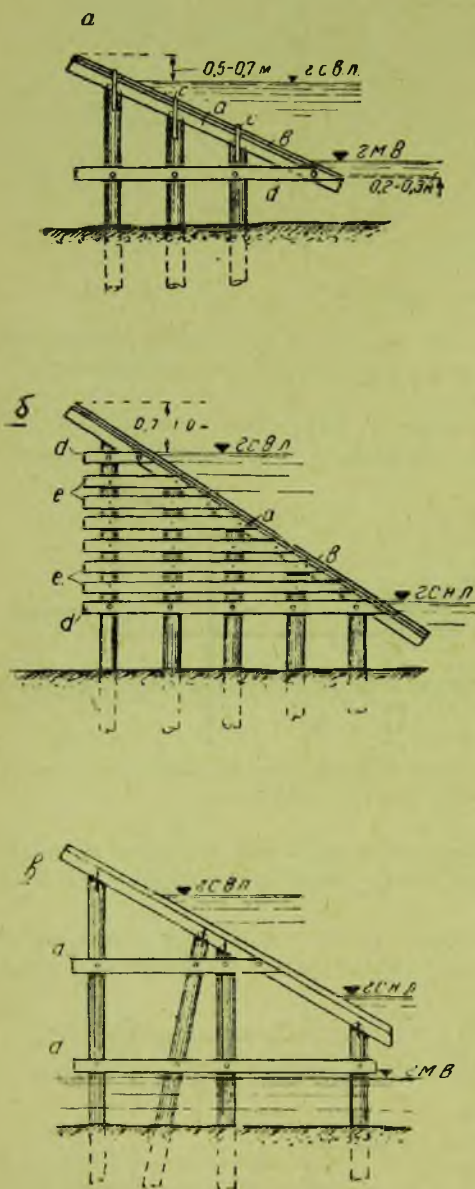


Фиг. 500. Схема ледореза с дополнительным подкосом.

Конструкция более жесткого плоского ледореза из пяти свай приведена на фиг. 502. Ледорез состоит из одного ряда забитых на расстоянии 2,20 м друг от друга свай, на головах которых уложен нож ледореза. Нож ледореза надет на шипы, устроенные на головах свай, и скреплен со сваями хомутами и скобами. Для предохранения от повреждений льдом нож ледореза укреплен сверху полосовым железом. Для распре-

деления ударов льдин на все сваи последние связаны подкосами и парными горизонтальными схватками. На фиг. 502 приведены также основные детали узлов ледореза.

Для защиты от льда мостовых опор, состоящих из двух сближенных рядов свай, плоские ледорезы могут быть уширены наклонной забивкой свай (фиг. 503).



Фиг. 501. Конструкция плоских ледорезов для рек со слабым ледоходом.

Конструкция широкого ледореза (передняя часть ледореза) для сильного ледохода приведена на фиг. 505. Режущее ребро, составленное из бревен, опирается на три параллельных ряда вертикально забитых свай, связанных подкосами и схватками. Режущее ребро притянуто к сваям металлическими хомутами; боковая поверхность ледореза обшита пластинами.

Чаше, однако, для мостов с широкими опорами через реки с сильным ледоходом применяют шатровые ледорезы (фиг. 506). Ледорез образуется из нескольких рядов свай (на фиг. 506—из трех рядов). Головные сваи и средний ряд свай срезают по-

Головная часть этого ледореза образована из куста вертикально забитых свай; следующим сваям придается небольшой наклон (обычно $\frac{1}{8}$ и $\frac{1}{12}$). Нож ледореза составлен из трех бревен, связанных болтами и металлическими хомутами. Режущее ребро усилено металлическим уголком. При таком устройстве ледореза льдины будут во время ледохода набегать на режущее ребро ледореза, разламываться и падать, скользя по наклонным боковым поверхностям ледореза. Чтобы куски разламывающегося льда при этом не могли повредить подкосов и схваток ледореза боковые поверхности его обшивают досками или пластинами (см. ниже). Обшивку, в зависимости от силы ледохода и размеров льдин, делают сплошной или с зазорами. Таким образом, при падении частей льдин в воду они будут раздвинуты на расстояние, равное ширине ледореза и соответствующее уровню данного ледохода. Вследствие этого рабочая ширина ледореза будет тем больше, чем ниже уровень ледохода.

Поэтому, назначая ширину ледореза, необходимо предусмотреть, чтобы при самом высоком горизонте ледохода рабочая ширина ледореза была не менее (а желательно несколько больше) ширины мостовой опоры на том же уровне.

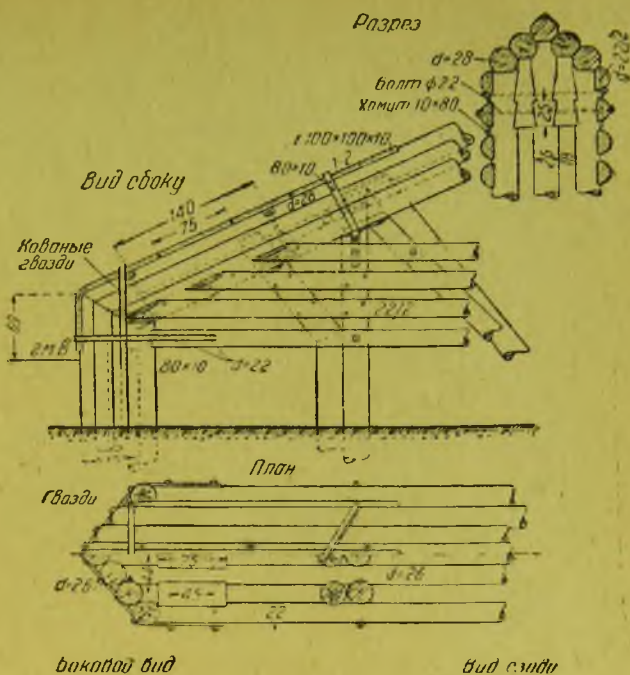
В однорядных плоских ледорезах также желательно обшивать боковые поверхности досками и пластинами. Режущее ребро ледорезов укрепляют металлической полосой, уголком или рельсом (фиг. 504).

Широкие ледорезы

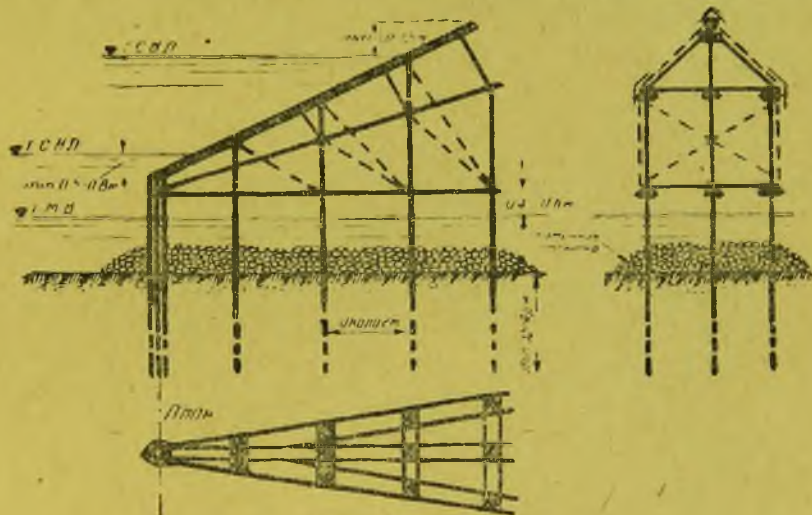
Для защиты от ледохода широких мостовых опор необходимо устраивать широкие ледорезы.

Так как широкие опоры обычно встречаются в мостах больших пролетов, как правило, на многоводных реках, ледоход на которых обычно бывает довольно интенсивным, то конструкцию широких ледорезов приходится делать очень солидной, могущей противостоять сильным ударам набегающих льдин.

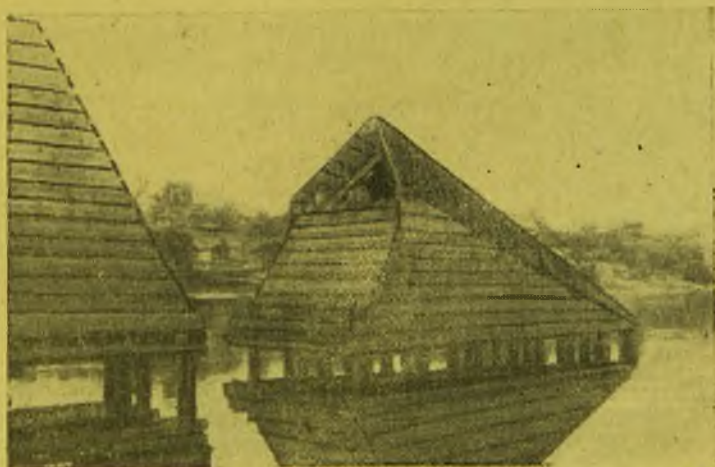
Фиг. 505. Передняя часть широкого ледореза.



Фиг. 506. Схема шатрового ледореза.

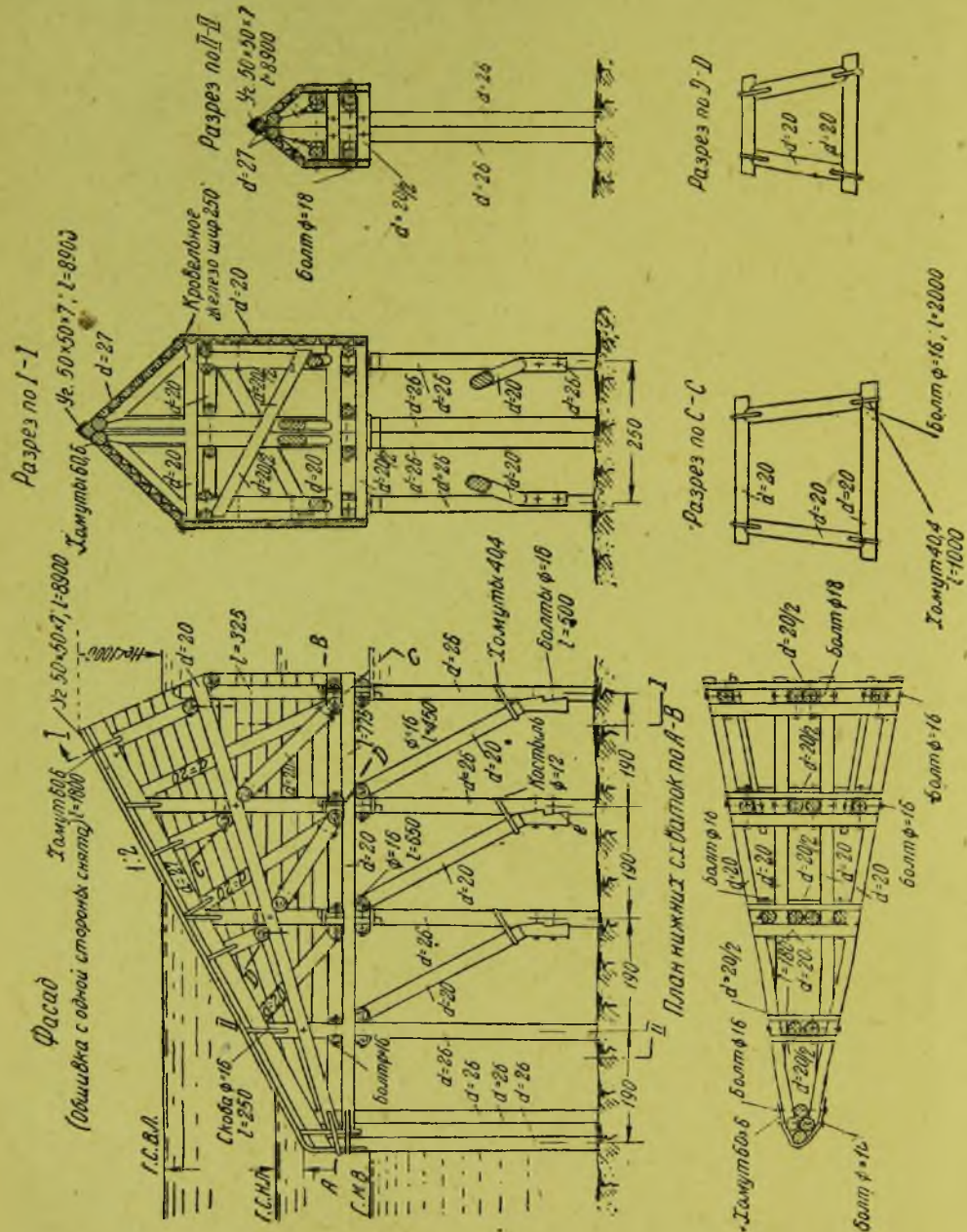


Фиг. 507. Общий вид (сзади) шатрового ледореза.



верху наклонно, и по ним укрепляют нож ледореза, состоящий обычно из трех сплоченных бревен, называемых шапочными.

По обеим сторонам от среднего ряда забивают по ряду свай, расходящихся в плане и образующих уширение ледореза в сторону к опоре моста. Верх этих свай также срезают наклонно, но несколько ниже, чем сваи среднего ряда. К верхней

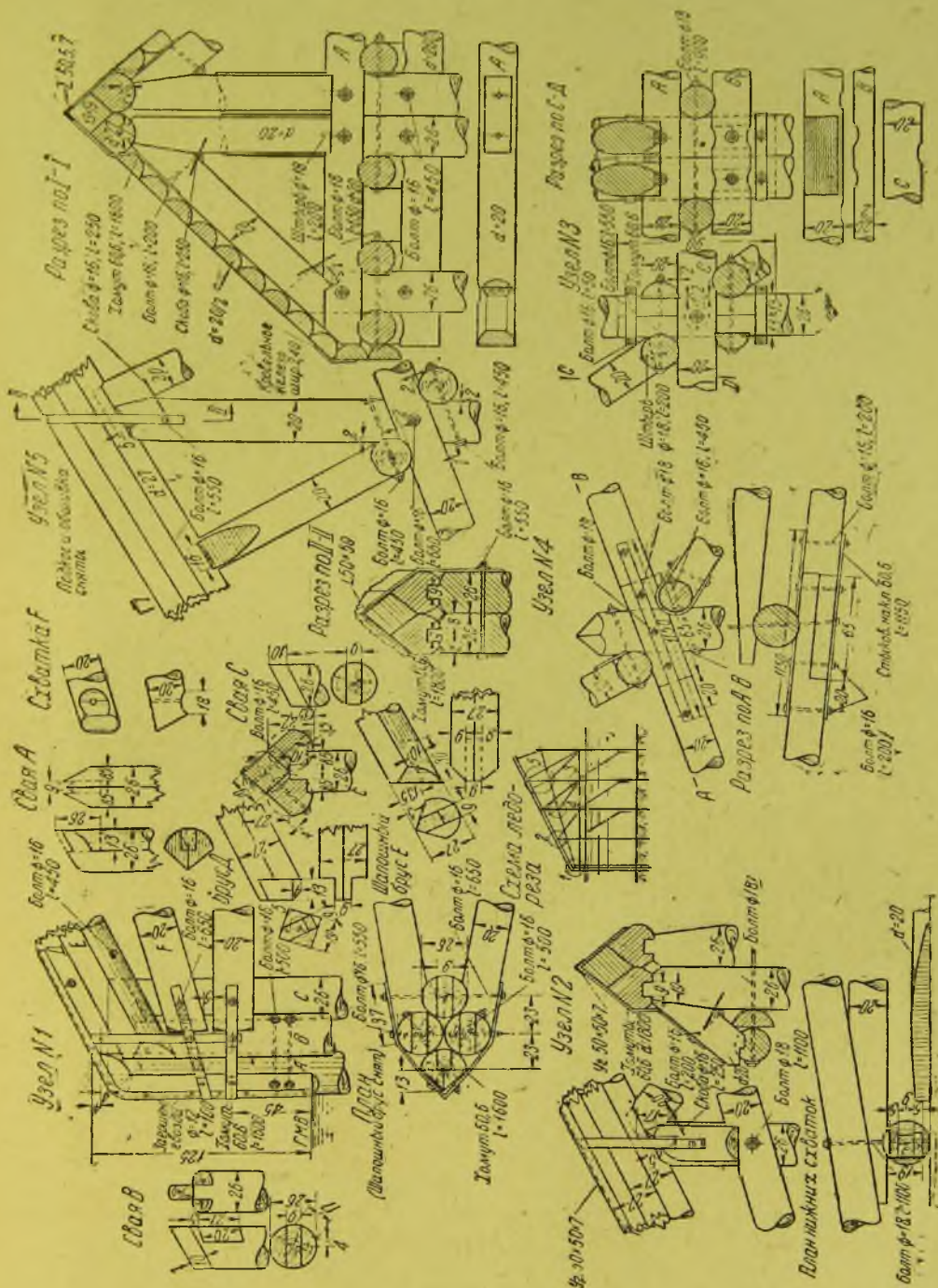


фиг. 508. Конструкция мощного шатрового ледореза.

части этих наружных свай прикрепляют наклонные схватки (или насадки), примыкающие передним концом к кусту свай, образующих головную часть ледореза. Непосредственно в наклонные схватки или в положенные на них поперечные схватки упираются короткие подкосы, другими своими концами подпирающие шапочные бревна ножа ледореза.

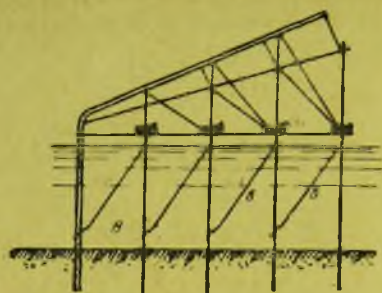
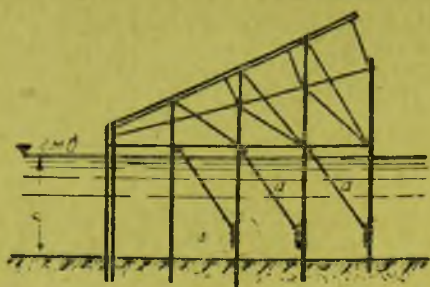
Таким образом, конструкция верхней части ледореза образует как бы стропильное перекрытие с ножом ледореза — в виде конька; эту часть ледореза называют шатром, а ледорезы этого типа носят название шатровых.

Шатер представляет собой жесткую конструкцию, надежно укрепляющую режущее ребро (нож) ледореза. Вся конструкция ледореза в надводной части, т. е. над горизонтом меженных вод, связана и укреплена схватками и подкосами, придающими ледорезу

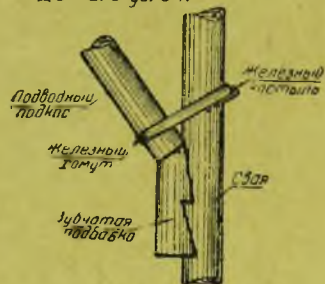


Фиг. 509. Детали конструкции узлов шатрового ледореза.

необходимую жесткость. При этом шатровый ледорез обладает достаточной жесткостью и в боковом направлении, что позволяет ему безопасно воспринимать и косые удары льдин.



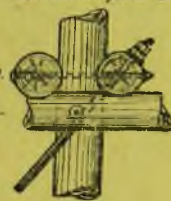
Деталь узла А



Деталь узла В



Деталь узла С



Фиг. 510. Укрепление свай ледорезов подводными подкосами.

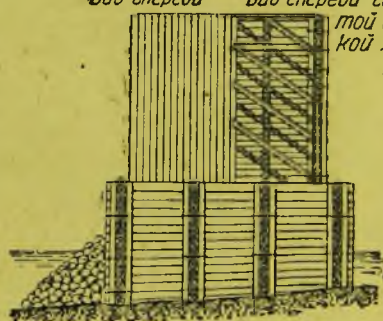
Фиг. 511. Укрепление свай ледорезов металлическими тяжами.

Боковой вид

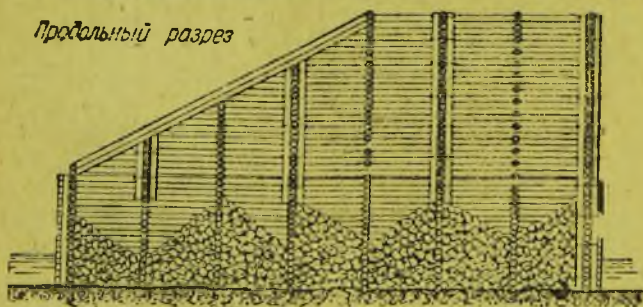


Вид спереди

Вид спереди со снятой обшивкой ледореза.



Продольный разрез



Фиг. 512. Конструкция ряжевого ледореза.

Общий вид шатрового ледореза (сзади) приведен на фиг. 507. Конструкция мощного шатрового ледореза приведена на фиг. 508, а на фиг. 509 — детали конструкции основных узлов шатровых ледорезов.

Работа шатрового ледореза аналогична работе плоского ледореза. Шатровая часть с ножом ледореза служит для разламывания льдин; льдины, набегая на нож ледореза, разламываются под влиянием собственного веса, соскальзывают по наклонным боковым плоскостям шатровой части и падают затем по обе стороны ледореза.

Для нормальной работы ледореза и предохранения шатровой части, граней ледореза и боковых вертикальных поверхностей нижней части от повреждений ледорез покрывают обшивкой из досок или пластин. В пределах шатровой части обшивка должна быть сплошной, в нижней же части возможна обшивка с зазорами. Режущее ребро ледореза укрепляют металлическим элементом (см. фиг. 504). Кроме того, желательна обшивка режущего ребра и боковых граней кровельным железом, предохраняющим доски или пластины обшивки от выдиранья в углах падающими льдинами.



Фиг. 513. Общий вид моста с отдельно стоящими ряжевymi ледорезами.

Наклон режущего ребра шатровых ледорезов обычно делают от 1:1,75 до 1:2,5 и лишь при более слабом ледоходе — до 1:1,5.

Возвышение верха ножа ледореза над горизонтом самого высокого ледохода должно быть не менее 1 — 1,5 м, нижний же конец ножа ледореза должен быть опущен ниже самого низкого горизонта ледохода не менее чем на 0,5 — 0,8 м.

Сваи шатрового ледореза в продольном направлении располагают на расстоянии около 2 м друг от друга; глубина забивки свай должна быть не менее 4 м.

В случае глубокой меженной воды и большого подъема воды при ледоходе ледорез получается высоким, и сваи требуют наращивания. Наращивание свай следует делать на высоте 0,4 — 0,6 м над горизонтом меженных вод, т. е. на уровне горизонтальных продольных схваток.

При большой глубине меженной воды сваи следует связывать подводными подкосами *a* (фиг. 510) или металлическими тяжами *b* (фиг. 511); желательно также укрепление дна у нижней части свай каменной отсыпкой.

Обычно при глубине меженной воды более 2 м делают каменную отсыпку (см. фиг. 506). При глубине более 2,5 — 3 м следует делать более надежное укрепление подводными связями, при слабом дне — устраивать против размывания также и каменную отсыпку.

Шатровый ледорез следует делать шириной (сзади) на 0,3 — 0,5 м более ширины мостовой опоры и располагать его выше по течению на расстоянии 3 — 6 м от крайней сваи опоры.

Ряжевые ледорезы

Ряжевые ледорезы применяют в тех случаях, когда дно реки не допускает забивки свай.

Ряжевые ледорезы делают или отдельно от быка, или же соединяют с быком в одно целое, имея в виду, что благодаря массивности ряжевых опор удары льдин не смогут вредно повлиять на конструкцию моста.

Конструкция ледореза, устроенного непосредственно на ряжем быке, была разобрана выше (см. фиг. 486). Общий вид ряжевого быка с ледорезом представлен на фиг. 488 (см. стр. 298).

Пример конструкции отдельного ряжевого ледореза приведен на фиг. 512. Режущее ребро ледореза поддерживается наклонно срезанной продольной стенкой; боковые грани ледореза поддерживаются рядом стропилин, упирающихся своими концами в среднюю и наружные продольные стенки ряжа. Обшивка граней ледореза состоит из бревен, уложенных параллельно режущему ребру.

Общий вид моста с отдельно стоящими ряжевymi ледорезами представлен на фиг. 513.

Режущая часть ледорезов, а также боковые поверхности ледорезов и опор этого моста, в пределах колебаний горизонта ледохода обшиты листовым железом.

Изготовление, сборка и установка ряжевых ледорезов производятся аналогично ряжевым опорам и описаны ниже.

ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА ДЕРЕВЯННЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

§ 66. Свойства грунтов в районах вечной мерзлоты

Вечно мерзлым грунтом, или вечной мерзлотой, называется слой грунта, находящийся на некоторой глубине от земной поверхности, сохраняющий постоянно отрицательную (обычно не ниже -10°C) или нулевую температуру. В СССР вечная мерзлота распространена на значительной площади.

Мощность слоя вечной мерзлоты зависит от многих причин и бывает весьма различной. Верхняя граница ее может подниматься до уровня летнего оттаивания, местами же она уходит глубоко, создавая как бы ямы, заполненные талым грунтом. Нижняя граница также может быть расположена различно, образуя толщину вечно мерзлого грунта от 2—3 до 70—80 м.

По своему строению вечная мерзлота представляет частицы грунта, связанные льдом¹, причем она встречается как в виде сплошного массива, так и в виде более или менее толстых пластов, перемежающихся со слоями талого грунта, насыщенного водой. При достаточно мощном слое (от 3 м и более) вечно мерзлые грунты могут быть вполне прочным основанием для сооружений. Допускаемые напряжения на них, помимо общих физико-механических свойств грунтов, зависят также от величины отрицательной их температуры и степени льдонасыщенности (влажности).

Допускаемые давления на мерзлый грунт, как правило, должны быть определены на основании опытных исследований на стройплощадке.

При сохранении естественной температуры мерзлого грунта и при наполнении пор льдом допускаемые давления можно принимать по табл. 19.

Таблица 19

Допускаемые давления на вечно мерзлые грунты²

№ п/п	Род грунта с указанием гранулометрического состава	Допускаемое давление кг/см ²		
		при температуре		
		от $-0,2$ до $-0,5^{\circ}$	от $-0,5$ до $-1,5^{\circ}$	от $-1,5^{\circ}$ и ниже
1	Пески (фракции менее 1 мм около 100%, фракции 0,005 мм не более 30%)	3,5	4,5	6,0
2	Супеси (фракции 0,005 мм не более 80%)	2,5	3,5	4,5
3	Суглинки (фракции менее 0,005 мм от 8 до 30%)	1,75	3,0	4,0
4	Глины (фракции 0,005 мм больше 30%)	1,5	2,5	3,5
5	Пылевато-илистые грунты (фракции 0,01—0,005 мм больше 50%, фракции 0,005 мм до 30%, наличие в отдельных случаях органических веществ до 10%)	1,0	2,0	3,0

¹ „Сухая“ мерзлота, иначе говоря, сухой грунт, при температурах от 0° и ниже ничем не отличается от грунтов в обычном их состоянии. Поэтому в дальнейшем под вечной мерзлотой подразумевается замерзший влажный грунт.

² Данные взяты из проекта норм Главстройпрома на устройство оснований и фундаментов в районе вечной мерзлоты.

При оттаивании вечная мерзлота обычно превращается в полужидкую массу, не способную воспринимать нагрузку.

Сверху вечно мерзлый грунт прикрыт слоем грунта, называемым деятельным (слой зимнего промерзания), который летом оттаивает, а зимой замерзает. Толщина его, достигающая 3—4 м (в редких случаях более), зависит от климатических условий района, а также от ряда местных причин: инсоляция, характер растительного покрова, влагоемкость грунта, его рыхлость и др.

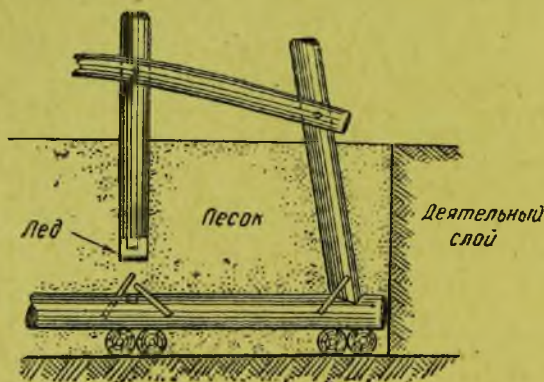
Деятельный слой при замерзании подвергается пучению (увеличению объема), которое происходит вследствие расширения при замерзании воды, насыщающей грунт. Это явление осложняется еще неравномерностью пучин, вызываемой неоднородностью грунта и различной его влажностью. Пучение может быть увеличено еще давлением грунтовых вод, живое сечение которых сильно сужается при промерзании деятельного слоя грунта. При этом вода часто прорывает верхнюю корку земли и, выливаясь наружу, образует наледи.

Аналогично возникают и наледи на реках, вызываемые стеснением живого сечения образующимся льдом.

§ 67. Воздействие вечной мерзлоты и деятельного слоя на деревянные искусственные сооружения

Искусственные сооружения, построенные на вечной мерзлоте, подвергаются ряду вредных воздействий, часто вызывающих деформации, повреждения и даже разрушение возведенной конструкции.

Эти воздействия вечной мерзлоты на мосты происходят главным образом вследствие оттаивания вечной мерзлоты или пучения деятельного слоя при его промерза-



Фиг. 514. Отрыв стойки лежневой опоры вследствие пучения.



Фиг. 515. Работа свай в вечной мерзлоте.

нии. Первое явление может произойти в том случае, когда теплота наружного воздуха, передаваясь основанию через опоры, вызывает оттаивание мерзлого грунта, превращая его в плавун. При этом неминуемо возникает осадка сооружения.

Однако, в деревянных сооружениях, вследствие малой теплопроводности дерева, это явление происходит чрезвычайно редко. Наблюдения показывают, что здесь чаще происходит пучение опор, которое вызывается тем, что деятельный слой, примерзая зимой к элементам опор моста и увеличиваясь в объеме, поднимает их вместе с собой. Образующееся при этом под опорами пустое пространство обычно заполняется плавун, вследствие чего летом, при оттаивании грунта, сооружение не может вернуться в свое первоначальное положение (фиг. 514).

Грунт, примерзая к опоре, может поднять ее только в том случае, если нижележащие слои земли будут достаточно прочными и если высота смерзания будет достаточной для поднятия опоры. При этом примерзание грунта к опоре обычно начинается не с поверхности грунта, а с некоторой глубины h_s (фиг. 515). Верхний слой толщиной h_s называют отепляющим (он может быть создан искусственно).

Если обозначить: R — сопротивление свайной опоры выдергиванию, состоящее из силы трения, собственного веса опоры и действующего на нее давления; d и n —

диаметр и число стоек (свай) и τ — силу смерзания в кг/см^2 , то пучение опоры может произойти при условии:

$$R \leq h_0 \tau \pi d n.$$

Отсюда высота h_0 , при которой может возникнуть деформация:

$$h_0 = \frac{R}{\tau \pi d}.$$

Из этой формулы следует, что высота промерзания, при которой возможно пучение сооружения, прямо пропорциональна сопротивлению опоры поднятию и обратно пропорциональна периметру подземной его части.

Величина τ зависит главным образом от влажности грунта и его температуры. Наибольшим смерзанием обладают мелкие насыщенные водой пески, вследствие чего они наиболее вредны и опасны для деревянных сооружений в условиях вечной мерзлоты.

При расчете силы смерзания грунта с деревом можно принимать по табл. 20.

Таблица 20

Расчетные силы смерзания грунта с деревом (кг/см^2)

Г р у н т	Темпе- ратура °C	Льдонасыщенность			
		0,25	0,50	0,75	1
Мелкозернистый, супесчаный, суглини- стый, глинистый и пылеватый илистый	—1°	2	3	4	6
	—10°	3	7	13	16

Примечание. Расчетную силу смерзания гальки, защищенной от заиливания, при условии свободного вытекания воды можно принимать равной $0,4 \text{ кг/см}^2$.

В случае возникновения пучения высота поднятия сооружения зависит от глубины, на которую промерзает почва.

Кроме описанных деформаций опор, наблюдаются также пучины, вызванные давлением грунтовых вод. Они происходят при глубинах промерзания больших, чем величина h_0 , вычисленная по приведенной выше формуле, и сопровождаются обычно большими наледями, которые сильно деформируют сооружения.

В мостах от пучения страдают главным образом пойменные опоры (фиг. 516). Речные быки и устои, будучи защищенными от промерзания, первые — слоем воды и вторые — насыпью, обычно находятся в лучших условиях.

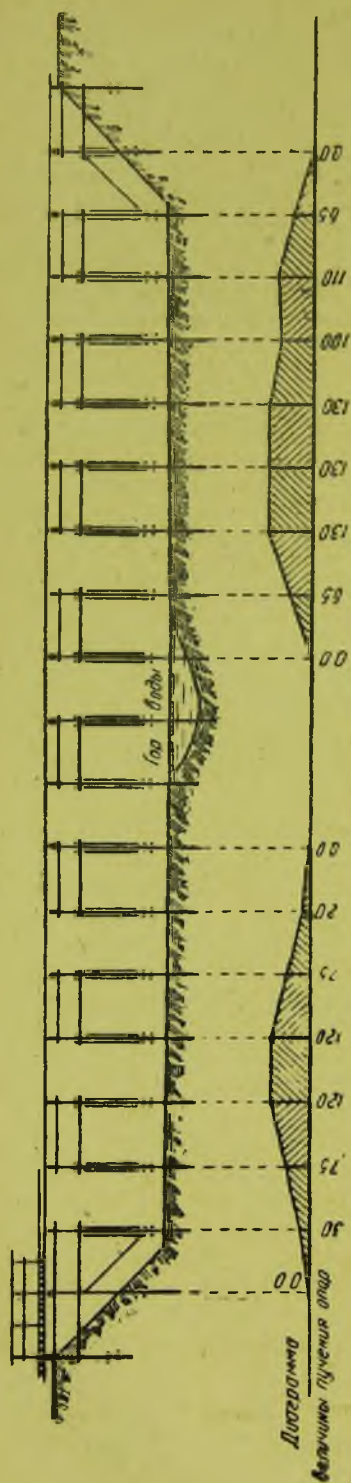
Возможность образования речных наледей также представляет большую угрозу целостности искусственных сооружений.

Устройство моста на реке обычно создает благоприятные условия для образования в этом месте наледей, так как опоры моста способствуют стеснению живого сечения потока и промерзанию грунта основания. Кроме того, насыпи подходов к мосту, вызывая поднятие верхней границы вечной мерзлоты, образуют этим препятствие движению грунтовых вод и также способствуют образованию перед мостом наледей.

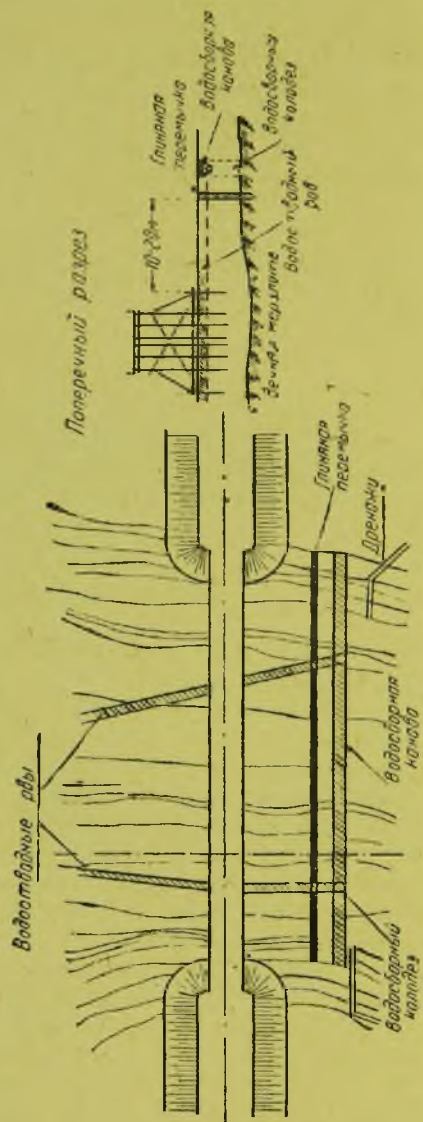
Возникающие около мостов наледи вызывают деформации (поднятие) опор, обычно приводящие к значительным расстройством всего сооружения. Нередки случаи, когда наледные бугры достигают столь больших размеров, что доходят до уровня прогонов и проезжей части, вызывая их повреждение.

§ 68. Меры, предохраняющие сооружения от деформации в условиях вечной мерзлоты

Меры, применяемые для борьбы с вредным влиянием вечной мерзлоты на деревянные мосты и трубы, заключаются, с одной стороны, в уничтожении отрицательных свойств самих грунтов и, с другой, в применении особых типов конструкций этих сооружений.



Фиг. 516. Пучение свайных опор балочного моста.



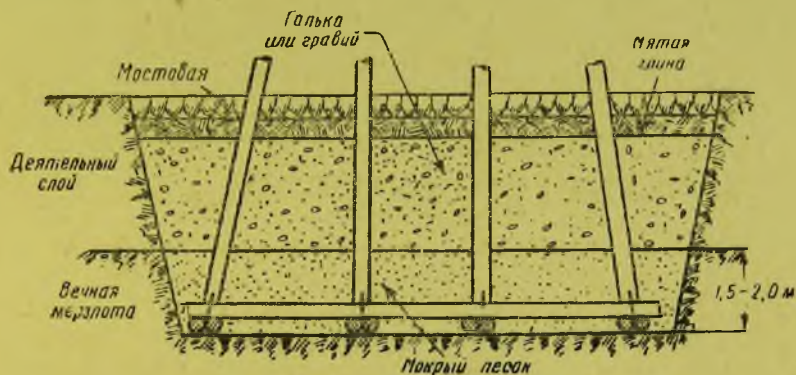
Фиг. 517. Устройство глиняных перемычек, водосборных канав и колодцев.

К мерам первой категории относится прежде всего осушение деятельного слоя, ослабляющее пучение грунта и уменьшающее интенсивность смерзания его с опорами.

Простейшим приемом осушения служит устройство дренажей по берегам и на пойме водотока. Дренажи должны утепляться для предохранения их от промерзания в зимнее время. Недостаток дренажей заключается в быстром заиливании, нарушающем их нормальную работу.

При устройстве искусственных сооружений на суходолах и небольших речках осушение грунта может производиться путем устройства глиняных перемычек и водосборных канав и колодцев. Этот способ заключается в следующем.

Выше сооружения, на расстоянии 10—20 м от него, поперек водотока устраивают глиняную стенку (перемычку), которая врезается в слой вечной мерзлоты на 0,3—0,5 м (фиг. 517). Толщина перемычки делается равной 0,5—1,0 м в зависимости от ее глубины. Вдоль перемычки роют водосборные канавы и колодцы, засыпанные крупным камнем и утепленные сверху глиной с соломой, дерном или навозом. Колодцы доводят до уровня вечной мерзлоты. От водосборных канав вдоль водотока идут водоотводные канавы, устраиваемые в виде замощенных рвов, заполненных камнем (фиг. 517). Для предохранения от заиливания канавы желательно ограждать деревянными стенками.



Фиг. 518. Замена пучинистого грунта.

Благодаря описанному устройству грунтовые воды скапливаются у перемычки, ища выхода, заполняют водосборные колодцы и далее через водосборную канаву и отводящие рвы выходят за пределы сооружения.

Указанными двумя способами можно удалить грунтовые воды в пределах расположения моста. Что же касается предохранения верхних слоев земли от поверхностных вод (дождевых, весенних и пр.), то оно осуществляется мощением русла реки и пойм одиночной или двойной мостовой.

Одновременно с уменьшением влажности грунтов на большой площади следует применять также местное улучшение их у опор. Это достигается двумя приемами: заменой пучинистых грунтов или утеплением их.

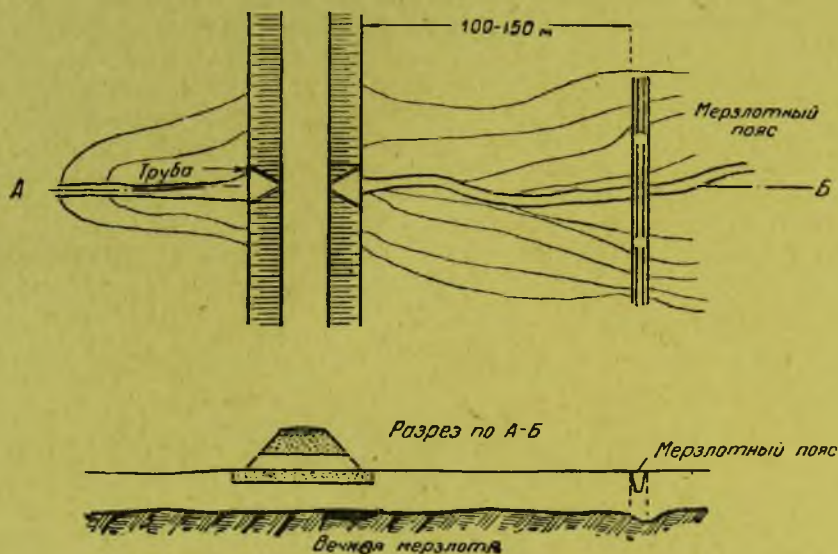
Первый способ (фиг. 518) заключается в том, что котлованы для лежневых и ряжевых опор засыпают материалом, плохо примерзающим к дереву: галькой, гравием или крупным речным песком. Для уменьшения смерзания с деревом засыпку желательно полить нефтью или мазутом. Для предохранения засыпки от увлажнения поверхность ее покрывают мостовой, под которой кладут еще слой жирной глины толщиной 40—50 см.

Второй способ заключается в утеплении земли путем применения небольших насыпей из шлама, навоза, слоев торфа, мха и пр.

При этом увеличивается утепляющий слой h_s и, благодаря этому, уменьшается глубина промерзания, что ведет к уничтожению пучины. Утепление следует производить во все стороны от опоры на расстояние не менее полуторной толщины зимнего промерзания.

Кроме указанных выше способов борьбы с вредным влиянием вечной мерзлоты, при устройстве искусственных сооружений обычно приходится бороться с образованием наледей.

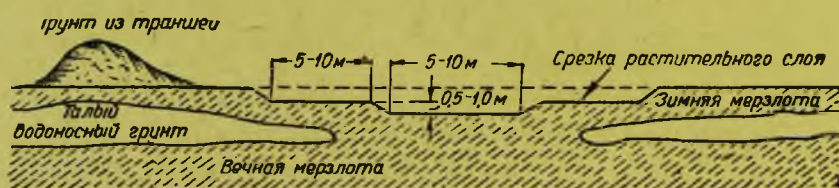
Один из наиболее употребительных способов предохранения искусственных сооружений от разрушения наледями — это устройство мерзлотных поясов. Мерзлотный пояс обычно устраивают в виде глубокой канавы, вырытой поперек тальвега на расстоянии 50—100 м выше сооружения (фиг. 519) и имеющей ряд глубоких колодцев (срубов или бетонных), доходящих до вечной мерзлоты. Зимой грунт около мерзлотного пояса промерзает скорее и на большую глубину, благодаря чему живое сече-



Фиг. 519. Устройство мерзлотного пояса.

ние грунтовых вод сильно стесняется. Ища себе выход, вода прорывается на поверхность земли, образуя наледи, которые не могут, однако, принести вреда сооружению, так как располагаются от него достаточно далеко.

Мерзлотный пояс упрощенного типа может быть получен путем срезки верхнего растительного слоя грунта и устройства небольшой траншеи (фиг. 520). Грунт, вынутый из траншеи, укладывают в виде вала у бровки мерзлотного пояса, обращенной к искусственному сооружению. Для более интенсивного промерзания грунта необходимо производить расчистку траншеи от снега.



Фиг. 520. Схема устройства упрощенного мерзлотного пояса.

Мерзлотные пояса требуют постоянного надзора, так как летом их необходимо защищать термозолирующими материалами от возможности оттаивания глубоких слоев грунта; зимой же при резких потеплениях необходимо предохранять их от заполнения оттаившим грунтом.

Другой способ предохранения искусственных сооружений от воздействия наледей — это утепление русла водотока.

Сущность этого способа заключается в том, что вместо задержания перед сооружением вод, образующих наледи, создаются условия для беспрепятственного пропуска этих вод под искусственным сооружением.

Для этого русло реки на участке 20—100 м вверх и 20—50 м вниз по течению искусственно утепляют в начале зимы, до снегопада.

Утепление может осуществляться устройством над поверхностью воды (захватывая берега на 1—2 м) легкого помоста из жердей, покрытого слоем мха, хвороста или налужника. Толщину утепляющего слоя в зависимости от применяемого материала принимают от 0,3 до 0,5 м.

После выпадения снега поверх утепления укладывают рыхлый, не утрамбованный снег слоем не менее 0,5 м.

Благодаря утеплению русло реки и водоносные слои грунта под мостом оказываются предохраненными от промерзания и позволяют грунтовым и речным водам беспрепятственно проходить под сооружением, не образуя наледей.

Применение метода утепления русла возможно для мостов малых отверстий через незначительные водотоки. Преимуществом является минимальная потребность в уходе за весь зимний период.

Пример устройства утепления русла реки под малым однопролетным мостом представлен на фиг. 521.

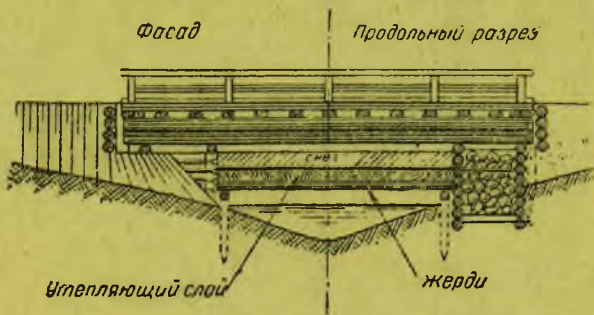
Описанные способы борьбы с вредными воздействиями вечной мерзлоты характерны тем, что уничтожают причины деформаций, могущих возникать в сооружениях. Наиболее часто эти способы находят применение для малых мостов и деревянных труб.

Особенности конструкции труб затрудняют приспособление их к борьбе с пучинами; поэтому деформации труб можно предотвратить только осушением, удалением пучинистых грунтов из-под оголовков и концов труб (места, наиболее подверженные действию пучин), утолщением утепляющего слоя и т. п.

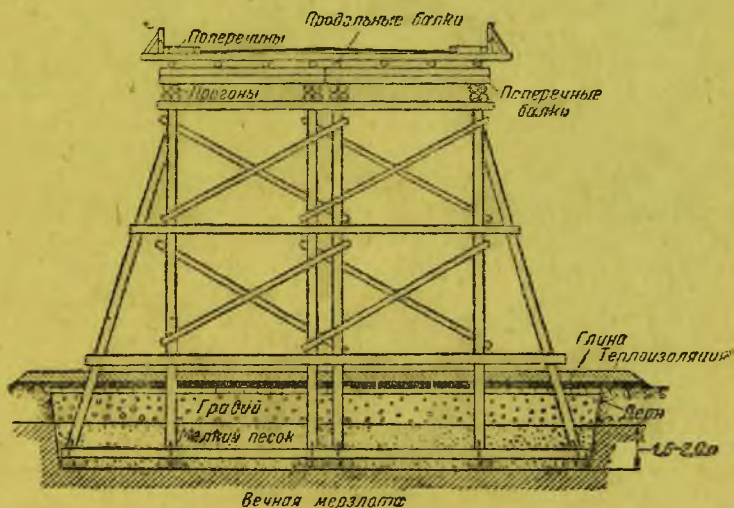
На реках с большими расходами применение описанных способов затруднительно, вследствие чего здесь приходится принимать ряд конструктивных мер, более или менее избавляющих сооружение от деформаций.

В районах вечно мерзлого грунта деревянные мосты строят на лежневых, свайных и ряжевых опорах.

Лежневые опоры, благодаря простоте и дешевизне, получили наибольшее распространение в районах вечной мерзлоты. Однако, эти опоры наиболее легко подвергаются деформациям от воздействия вечной мерзлоты. Поэтому при устройстве лежневых опор необходимо принятие специальных мер для предотвращения их повреждений. Для этого следует стремиться к увеличению давлений, передаваемых на опоры, и к уменьшению периметра смерзания. Это может быть достигнуто уменьшением числа стоек в опорах, что заставляет делать в мосту меньшее количество прогонов, применяя в проезжей части систему поперечных и продольных балок (фиг. 522). Кроме того, в небольших мостах с той же целью опоры в поперечном направлении могут быть подкосной системы (фиг. 523). Давление на опоры может быть увеличено также путем применения больших пролетов.

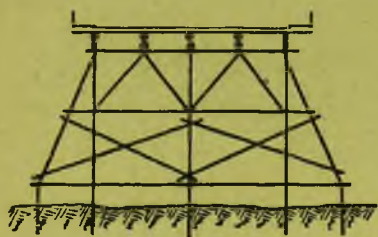


Фиг. 521. Утепление русла водотока под мостом.



Фиг. 522. Поперечное сечение моста с развитой балочной клеткой.

Уменьшения пучин можно достигнуть также искусственным закреплением нижней части опор в вечной мерзлоте. Для этого лежни углубляют на 1—1,5 м в слой вечной мерзлоты, засыпают их вместе со стойками мокрым песком, который, замерзнув, сопротивляется выдергиванию опоры (см. фиг. 522). Чтобы стойки не могли выйти из своих пазов, необходимо скреплять их с лежнями металлическими хомутами.



Фиг. 523. Схема опоры с уменьшенным числом свай.

Сверху котлован прикрывают теплоизоляционным слоем (мох, шлак) для уменьшения промерзания грунта в верхней части котлована и предохранения вечной мерзлоты от оттаивания.

Под теплоизоляцией укладывают по слою дерна мягкую глину, предохраняющую котлован от проникновения поверхностных вод.

Свайные опоры мостов в условиях вечной мерзлоты раньше устраивали чрезвычайно редко, несмотря на целесообразность их применения при вечно мерзлых грунтах.

Действительно, при забивке свай на достаточную глубину в слой мерзлоты пучение их становится невозможным благодаря смерзанию их с вечно мерзлым грунтом. Для этого необходимо, чтобы в летнее время, когда деятельный слой оттает, глубина l погружения сваи в вечную мерзлоту была достаточной для восприятия максимального давления P (фиг. 524), т. е. должно быть соблюдено условие:

$$l \geq \frac{P}{\tau_1 \pi d},$$

где: τ_1 — интенсивность смерзания сваи с вечной мерзлотой, принимаемая при расчетах в запас прочности равной 1,5—2 кг/см²,
 d — диаметр сваи.

Чтобы при замерзании деятельного слоя свая не могла подняться, необходимо, чтобы сила смерзания с вечно мерзлым грунтом в сумме с постоянной нагрузкой сваи P_0 была больше силы смерзания с деятельным слоем, т. е.

$$\tau_1 \pi d l + P_0 \geq \pi d H,$$

где: H — высота смерзания с деятельным слоем,

τ — интенсивность смерзания с деятельным слоем (см. табл. 20, стр. 215).

Отсюда

$$l \geq \frac{\pi d H - P_0}{\tau_1 \pi d},$$

и, наконец, чтобы под влиянием действия активного слоя свая не могла разорваться, необходимо соблюдение условия:

$$\tau_1 \pi d l \leq \frac{\pi d^2}{4} \sigma_p,$$

откуда

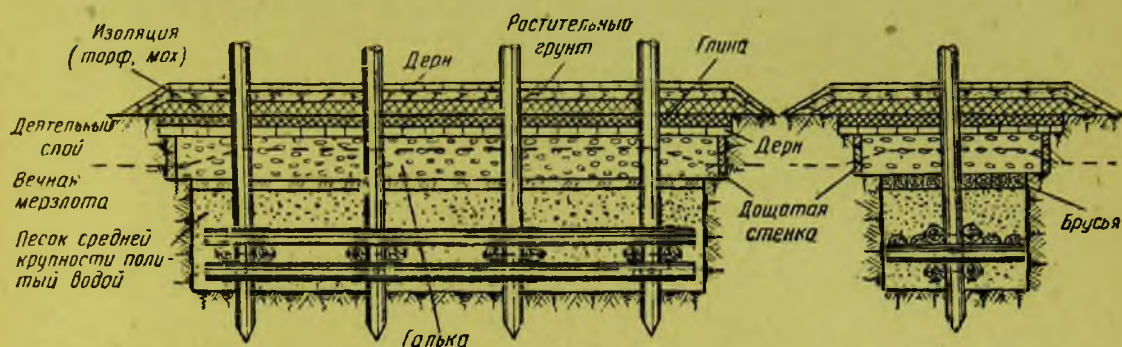
$$d \geq \frac{4 \tau_1 l}{\sigma_p},$$

где σ_p — допускаемое напряжение в свае на растяжение.

Для лучшего закрепления свай в вечно мерзлом грунте применяют также ряд специальных конструктивных мер.

На фиг. 525 представлено устройство свайной опоры деревянного моста небольшого пролета. В слое вечной мерзлоты разработан котлован, в дно которого забиты сваи. К сваям прикреплены продольные схватки и поперечные коротышки с настилом из пластин, образующие ростверк. Нижнюю часть котлована до уровня вечной мерзлоты заполняют сырым песком (мелким или средней крупности), который, замерзая, дает надежное закрепление свай и ростверка в слое вечной мерзлоты. Верхняя часть

котлована заполнена галькой, щебнем, крупным песком, пропитанным нефтью или мазутом, или же другим материалом, способствующим минимальному смерзанию со сваями. Во избежание оттаивания мерзлоты в месте закрепления в ней ростверка, устраивают специальную термоизоляцию. Нижний слой термоизоляции из толстых досок или брусьев уложен непосредственно под слоем гальки. Верхний слой термоизоляции состоит из торфа или мха, покрытого дерном, уложенным на слое растительного грунта. Стенки верхней части котлована для предотвращения доступа влаги в слой гальки защищены дощатыми щитами, сверху же, на уровне грунта, положен слой мятой глины с подстилкой из дерна.



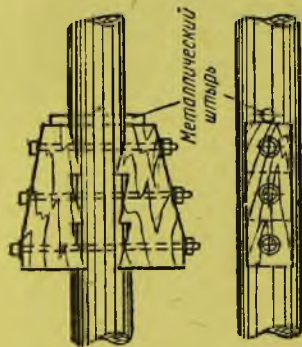
Фиг. 525. Устройство основания свайной опоры в вечной мерзлоте.

Для лучшего закрепления нижних концов свай в вечной мерзлоте вместо деревянного ростверка, приведенного на фиг. 525, можно применять зубчатые коротыши (фиг. 526).

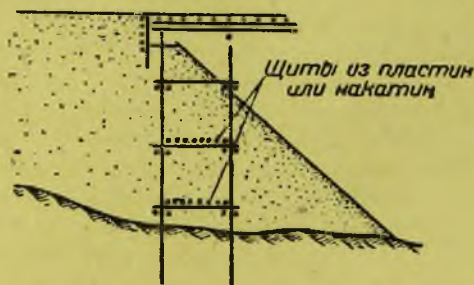
Кроме достаточного закрепления свай в вечной мерзлоте, весьма целесообразно также применение описанных выше конструктивных мер (см. фиг. 522 и 523), увеличивающих давление на каждую из свай опоры.

В высоких свайных береговых опорах могут быть устроены горизонтальные щиты (по схваткам), использующие вес грунта конуса для увеличения сопротивления свай выпучиванию (фиг. 527).

Одно из слабых мест свайных опор — это стыки свай. Их следует по возможности располагать выше поверхности грунта. Если это не удастся, то стыки необходимо конструировать с учетом возможности их работы на растяжение, применяя накладку, хомуты и другие скрепления.



Фиг. 526. Зубчатые коротыши для закрепления свай в вечной мерзлоте.



Фиг. 527. Устройство щитов для пригрузки грунтом свай береговой опоры.

Устройство свайных опор на вечно мерзлых грунтах требует применения довольно сложных и дорогих специальных методов погружения свай (см. ниже). Однако, при большой толщине деятельного слоя свайные опоры представляют собой наиболее надежный вид конструкции мостовых опор на вечной мерзлоте.

К устройству ряжевых опор приходится прибегать при скалистом или каменистом дне, глубоком залегании верхней границы вечной мерзлоты, большой толщине слоя зимнего промерзания и в других аналогичных случаях.

Благодаря тяжелому каменному заполнению вес ряжевых опор обычно оказывается достаточным, чтобы противостоять силам выпучивания мерзлого грунта.

Кроме того, ряжи не требуют глубокого погружения в толщу мерзлого грунта, благодаря чему сокращается объем дорогостоящих земляных работ.

Для уменьшения смерзания грунта с ряжем стенки его желательно делать из брусев, с рубкой в лапу без остатка. Стенки бревенчатых ряжей с той же целью полезно обшивать вертикальными пластинами. Чтобы предохранить ряж от разрыва под влиянием пучения верхних слоев грунта, смерзшихся с венцами стенок, можно рекомендовать устройство в ряжах второго пола, располагая его выше уровня земли. Загружение этого пола камнем способствует более интенсивному прижатию нижних венцов ряжа и препятствует деформации от выпучивания.

Кроме того, желательно скрепление венцов нижней части ряжей металлическими тяжами или хомутами. Ряж в пределах высоты деятельного слоя следует заполнять камнем, галькой или крупным песком, смешанными с торфяной мелочью для уменьшения смерзания.

Так как каменное заполнение ряжа обладает значительной теплопроводностью, то, во избежание оттаивания вечной мерзлоты под ряжем, пол его следует делать сплошным и покрывать слоем утепляющего материала (торф, мох, солома). Кроме того, ряжи следует покрывать теплоизоляционным слоем и сверху.

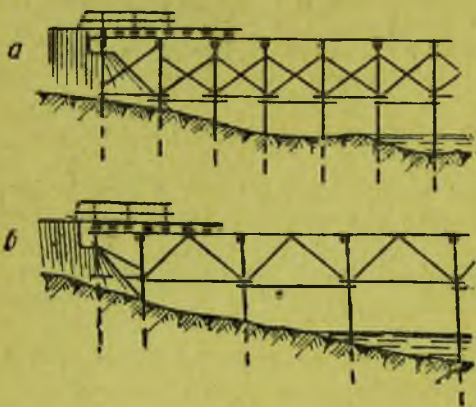
Тяжи в вечную мерзлоту следует заглублять на 0,5—1,0 м, чтобы в случае оттаивания верхних их слоев не возникали деформации опор.

Для уменьшения расхода леса ряжи можно доводить только до уровня высоких вод, с устройством сверху рамной надстройки.

Если, несмотря на принятые меры, можно все же ожидать некоторых деформаций моста от действия вечной мерзлоты во время его эксплуатации, то в конструкции моста желательно предусмотреть возможность выправления этих деформаций; для этого в опорах могут быть устроены деревянные клинья, при

помощи которых возможно некоторое поднятие или опускание пролетного строения для выправления небольших деформаций моста от пучения опор.

Кроме надлежащей конструкции опор, опасность появления пучения в мостах может быть частично уменьшена и выбором типа и системы пролетных строений. Наиболее благоприятны в этом отношении системы, дающие возможно большую жесткость моста в продольном направлении. Для малых мостов наиболее целесообразны балочные системы с постановкой solidных связей между опорами (фиг. 528, а) или треугольно-подкосной системы с затяжками (фиг. 528, б). Обе эти системы дают хорошую связь между опорами и препятствуют пучению отдельных опор. Широко применяемые на автомобильных дорогах ригельно-подкосные мосты различных систем в условиях вечной мерзлоты следует признать наименее приемлемыми, так как пролетные строения в них не могут препятствовать деформациям пучения отдельных опор, а в случае возникновения этого пучения легко происходит расстройство в сопряжениях подкосов с опорами. Вообще же в мостах, устраиваемых на вечной мерзлоте, обычно целесообразно применение больших пролетов, дающих большие опорные давления и требующих устройства опор более solidных типов.



Фиг. 528. Схемы малых мостов в условиях вечной мерзлоты.

Глава XIII

НАПЛАВНЫЕ МОСТЫ И ПЕРЕПРАВЫ

На многоводных реках большой глубины или со слабым дном устройство мостов постоянного типа с деревянными или массивными опорами весьма сложно и дорого. В этих случаях для дорог, допускающих перерывы в движении, более целесообразны наплавные мосты или паромные переправы.

Паромные переправы (см. § 72) представляют собой наиболее примитивный способ связи между берегами, применяемый только при слабом движении на дороге.

Если пропускная способность паромной переправы не удовлетворяет потребностям движения, то прибегают к устройству наплавного моста.

В зависимости от рода пловучих опор наплавные мосты могут быть: 1) плотовые, 2) понтонные и 3) плашкоутные.

Плотовые мосты являются простейшим видом наплавных мостов, обладающим малой подъемной силой.

Понтонные и плашкоутные мосты солидной конструкции могут быть использованы для пропуска тяжелых нагрузок (тяжелые грузовики, трамвай, спецнагрузка).

Основная особенность наплавных мостов заключается в их сезонности; с наступлением зимы их разводят и убирают в затоны, защищенные от половодья и ледохода, или вытаскивают на берег.

Сообщение между берегами на зимний период устраивают тогда непосредственно по льду (ледяная переправа).

Однако, иногда наплавные мосты эксплуатируют и в течение зимы и уводят в затоны лишь на период весеннего ледохода.

Особенность наплавных мостов заключается также в простоте устройства в них разводного пролета для пропуска судов, идущих по реке.

В большинстве случаев наплавные мосты бывают деревянными; однако, встречаются также металлические наплавные мосты и, в редких случаях, наплавные мосты с железобетонными пловучими опорами.

Ниже рассматриваются только деревянные наплавные мосты.

§ 69. Плотовые мосты

Общие сведения

Простейший тип наплавных мостов — это плотовые мосты, в которых роль пловучих опор выполняют плоты. Пловучая способность и подъемная сила плота зависят от разности между объемным весом дерева ($0,6—0,8 \text{ т/м}^3$) и воды ($1,0 \text{ т/м}^3$). Так как разность эта невелика, то подъемная сила плотовых мостов незначительна.

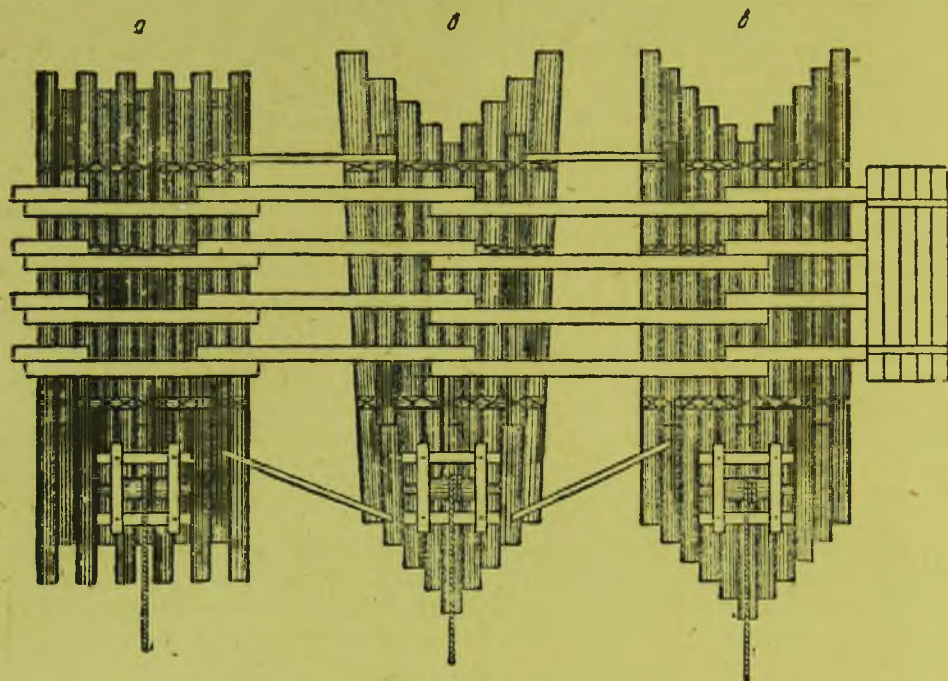
Плотовый мост устраивают в виде ряда плотов, опирающихся на них прогонов и проезжей части, уложенной по прогонам.

Типы простейших плотов, применяемых для наплавных мостов, приведены на фиг. 529.

Плоты устраивают из одного или нескольких рядов бревен (ярусов) в зависимости от требуемой подъемной силы. Бревна связывают веревками, проволокой, нагелями, а также поперечными бревнами или брусьями, скрепленными с бревнами плота болтами или нагелями.

Бревна плота следует связывать возможно плотнее для уменьшения сопротивления течению.

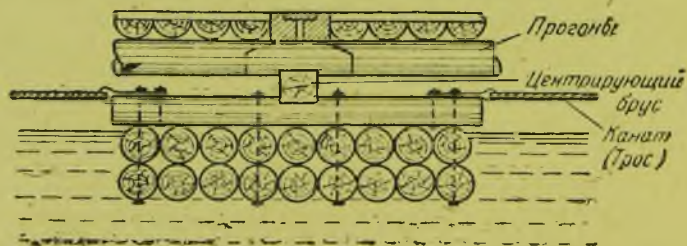
При слабом течении плоты могут иметь прямоугольное очертание в плане, что достигается укладкой бревен комлями поочередно то в одну, то в другую сторону (фиг. 529, *а*). При более быстром течении плотам для лучшей обтекаемости желательно придавать несколько заостренное очертание (фиг. 529, *в*), или заостренное и суживающееся (фиг. 529, *б*). Последнее достигается укладкой всех бревен в плоту комлями в одну сторону, вниз по течению.



Фиг. 529. Типы простейших плотов.

Расстояние в свету между отдельными плотами обычно бывает от 1 до 3 м.

Прогоны следует опирать на плоты по возможности центрально, во избежание крена плотов при проходе временной нагрузки. Для этого опирание прогонов производится при помощи одного (фиг. 530) или двух (фиг. 531) центрирующих бревен (брусьев); в случае устройства двух опорных элементов их следует располагать возможно ближе к середине плота для уменьшения его крена.

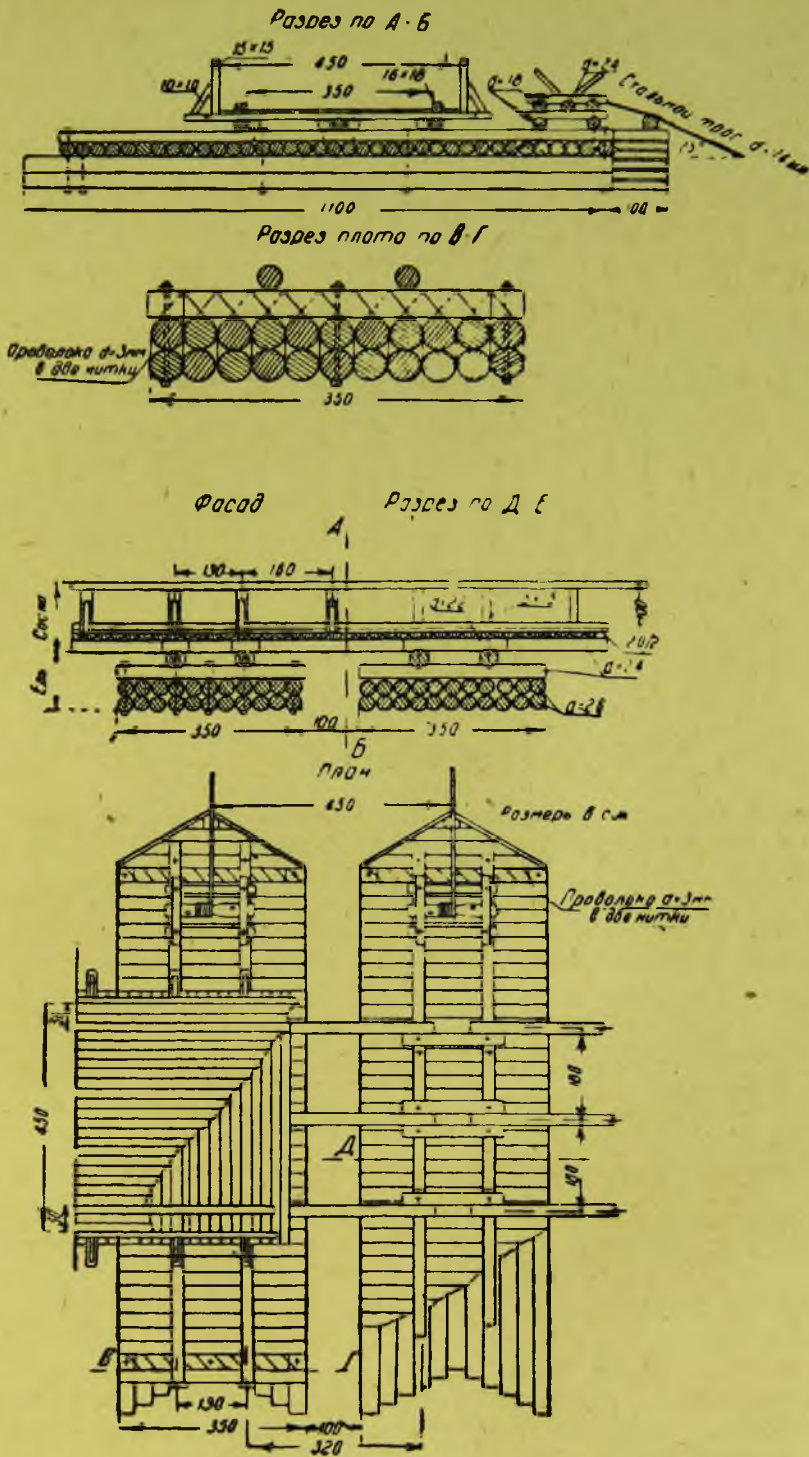


Фиг. 530. Опирание прогонов на плот.

Плоты связывают диагональными растяжками из канатов (фиг. 532 и 533) или деревянными диагональными схватками и закрепляют на месте якорями, забрасываемыми с верхней стороны.

Кроме того, для предотвращения сноса моста ветром, дующим против течения реки, с низовой стороны также забрасывают якоря, но не с каждого плота, а через один или два (см. фиг. 532).

Якорные канаты закрепляют на плотках при помощи ворот, позволяющих регулировать натяжение канатов и положение плотов. Наклон канатов к горизонту обычно делают равным $6-10^\circ$ и во всяком случае не круче $15-20^\circ$.

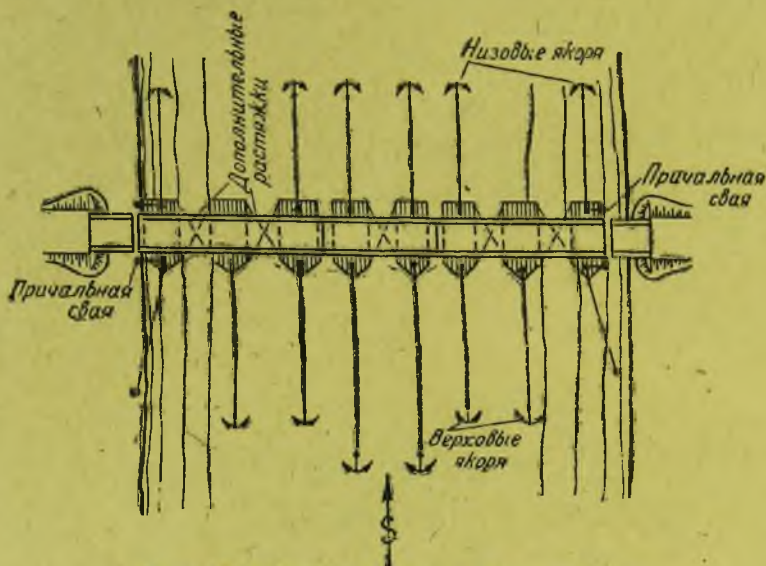


Фиг. 531. Конструкция плотового моста.

Кроме того, иногда, для лучшего закрепления плотов против сноса, от берега к берегу натягивают горизонтальный канат, к которому прикрепляют носовые части плотов.

Крайние плоты моста, примыкающие к берегам, обычно зачаливают к специально забитым сваям.

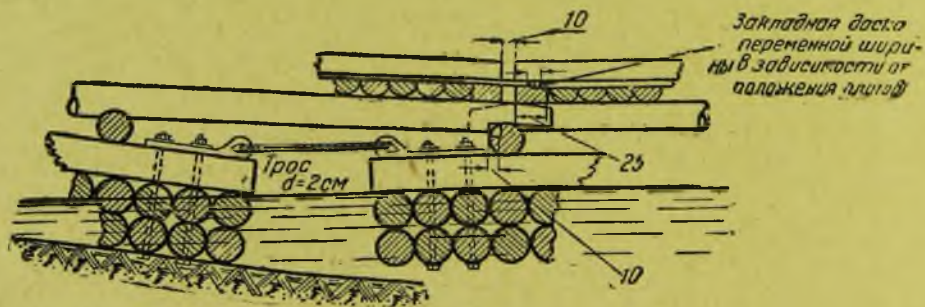
Для пропуска судов или сплава в плотовом мосту устраивают специальные выводные звенья, приспособленные для вывода их путем подтягивания канатов, с помощью буксирования или иным способом.



Фиг. 532. Схема плотового моста в плане.

Конструкция плотового моста под автогужевую нагрузку приведена на фиг. 531. Плоты этого моста — трехъярусные, с заострением, обшиты досками для лучшей обтекаемости.

Два нижних яруса бревен расположены по направлению течения реки, верхний же ярус — поперек. Обшивка носовой части одновременно препятствует отложению наносов в зазорах между бревнами и уменьшает всасывание воды торцами бревен.



Фиг. 533. Устройство шва проезжей части в плотовом мосту.

Поверх плотов поперек моста уложено по два опорных бревна, служащих для восприятия давления от прогонов и центрирования его передачи на плот. Опорные бревна необходимы также для возможности вращения концов прогонов при различной осадке соседних плотов.

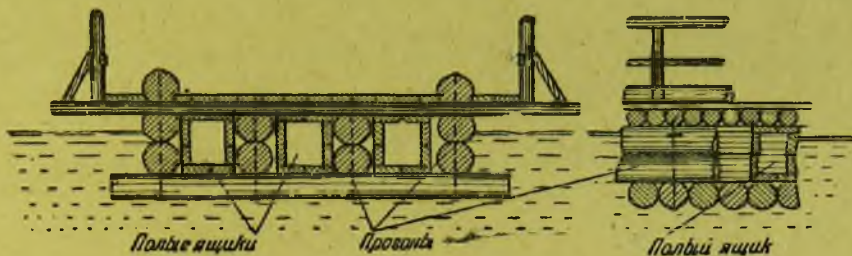
Прогоны поддерживают проезжую часть моста, состоящую из пластин, притянутых к прогонам прижимными брусками и покрытых дощатым настилом.

В местах стыка прогонов необходимо устраивать шов в полотне проезжей части (см. фиг. 533) и делать разрыв перил для возможности поворотов прогонов при проходе временной нагрузки.

Якорные канаты закреплены на плоту через ворот, позволяющий регулировать их натяжение.

Основные недостатки плотовых мостов заключаются в большом расходе лесного материала вследствие малой подъемной силы плотов, а также в стеснении течения реки. Плотовые мосты задерживают на реке всякие плавущие по ней предметы и преграждают путь для движения легких судов (лодок).

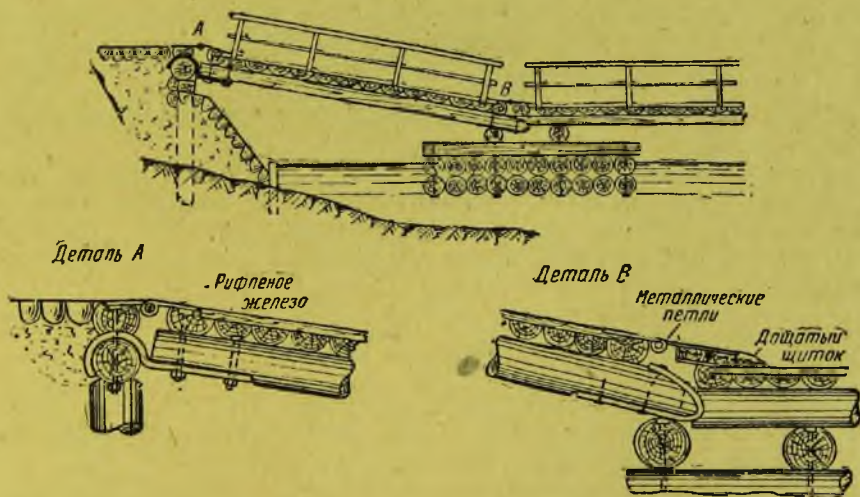
Кроме того, плотовые мосты постепенно теряют свою подъемную силу вследствие насыщения бревен водой и отложения наносов в промежутки между бревнами. Поэтому плотовые мосты применяют лишь для пропуска очень легкой нагрузки.



Фиг. 534. Увеличение несущей способности плота при помощи ящиков.

Увеличение несущей способности плотовых мостов может быть достигнуто подведением под плоты цистерн, бочек или деревянных ящиков, надежно прикрепленных к плотам и предохраненных от проникания в них воды.

Пример довольно удачной конструкции усиленного плотового моста представлен на фиг. 534. Мост состоит из ряда поперечных бревен и продольных прогонов, поддерживающих проезжую часть. Между прогонами помещаются замкнутые дощатые ящики, значительно увеличивающие несущую способность моста.



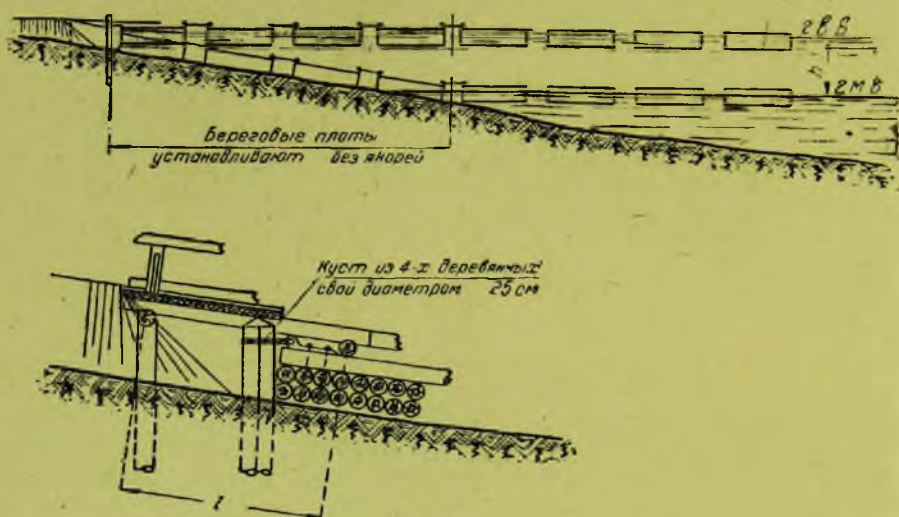
Фиг. 535. Сопряжение плотового моста с берегом при помощи переходного пролета.

Устройство сопряжения плотового моста с берегом должно предусматривать колебания горизонта воды, а следовательно, и уровня моста.

При небольших амплитудах колебаний горизонта воды сопряжение с берегом может быть осуществлено при помощи одного переходного элемента, вращающегося вокруг точки закрепления при изменении горизонта воды (фиг. 535). Шарнирное закрепление берегового конца переходного пролета устроено при помощи металлических частей в форме крюков. Нижний конец подвижно опирается на усиленный береговой плот, причем для большей плавности перехода колес нагрузки здесь укла-

дывают две шарнирно скрепленные полосы рифленого железа или специальный шарнирно прикрепленный деревянный щиток.

При больших амплитудах колебаний уровня воды сопряжение с берегом при помощи переходного пролета невозможно. В этом случае сопряжение может быть осуществлено простым приемом, изображенным на фиг. 536. Берег выравнивают пологим спуском на длину, зависящую от величины колебаний уровня воды и допускаемого уклона для въезда на мост. При понижении горизонта воды часть плотов ложится на землю. Последний плот шарнирно прикрепляют к забитому на берегу кусту свай.



Фиг. 536. Сопряжение плотового моста с берегом при больших колебаниях уровня воды.

Если по реке необходимо пропускать суда, то устраивают выводной элемент, состоящий из двух или нескольких плотов.

Вязку плотов можно производить на берегу или на воде. Вязка на берегу удобнее, но неизбежно приводит к расстраиванию при спуске плотов на воду.

Наводку плотов производят отдельными звеньями; в качестве движущей силы используют течение реки. Иногда плоты для наводки буксируют простыми или моторными лодками.

Расчет плотовых мостов

Расчет плотовых мостов сводится к определению несущей способности (подъемной силы) плотов и необходимого их числа. Расчет прогонов и проезжей части ведут обычными способами, как и для мостов простейших типов.

Несущей способностью плота называют наибольшую полезную нагрузку, которую может выдержать плот без опасности чрезмерного погружения его в воду.

Если обозначить: V — объем бревен плота, γ — удельный вес воды, γ_1 — объемный вес дерева в плоту, то: $V\gamma$ — вес вытесненной плотом воды, $V\gamma_1$ — вес плота.

Несущая способность плота:

$$W_0 = V\gamma - V\gamma_1 = V(\gamma - \gamma_1).$$

Если вес одного пролета конструкции, не погружающейся в воду, равен Q , то наибольшее допустимое давление на плот от временной нагрузки P определится из условия:

$$W_0 \geq P + Q.$$

Отсюда подъемная сила одного звена плотового моста будет:

$$P = W_0 - Q = V(\gamma - \gamma_1) - Q.$$

Так как разница между γ и γ_1 весьма незначительна, то несущая способность плотовых мостов очень мала, затрата же материала на них большая.

Объемный вес дерева γ_1 зависит главным образом от его влажности. Примерные величины объемного веса дерева различных пород приведены в табл. 21.

Т а б л и ц а 21

Объемный вес дерева различных пород

Порода дерева	Объемный вес, т/м ³	
	воздушно-сухое дерево	свежесрубленное дерево
Тополь	390	620
Ель	560	700
Лиственница . .	540	790
Вяз	550	620
Ольха	560	900
Осина	600	880
Сосна	650	810
Липа	600	870
Клен	650	940
Ясень	700	900
Дуб	900	1150

Находясь в воде, дерево поглощает влагу, вследствие чего объемный вес его со временем увеличивается на 10—25% в зависимости от начальной влажности.

Дерево смолистых пород слабее впитывает воду, а потому наиболее пригодно для плотовых мостов. Для устройства плотов хорошо поэтому применять ель, обладающую большой смолистостью наряду с малым объемным весом (см. табл. 21).

Необходимое число плотовых опор в мосту может быть определено следующим образом.

Если L — длина моста, V — объем бревен одного плота, p — временная и q — постоянная нагрузка на 1 пог. м моста и n — число плотов, то:

$$(p + q)L = nV(\gamma - \gamma_1),$$

откуда

$$n = \frac{(p + q)L}{V(\gamma - \gamma_1)}.$$

Для подсчета объема бревен в плоту можно пользоваться следующей формулой, выражающей объем одного бревна:

$$v_0 = 0,2618 (D^2 + d^2 + Dd) l,$$

где: l — длина бревна;

D — диаметр бревна в комле;

d — диаметр бревна в отрубе.

§ 70. Понтонные мосты

Понтонными мостами называют разновидность наплавных мостов, в которых опорами служат замкнутые, полые внутри ящики-понтонны из дерева, металла или из других материалов.

Понтонные мосты могут быть применены на автомобильных дорогах, но наиболее широко их используют в условиях военного времени для быстрого устройства переправ через глубокие реки.

Понтонный мост образуется из ряда пловучих опор, продольная ось которых перпендикулярна оси моста. Пролеты между опорами перекрываются прогонами или легкими фермами.

На фиг. 537 представлена схема понтонного моста. Для лучшего обтекания понтонам придают заостренное или закругленное в плане очертание (фиг. 537, *а* и *б*).

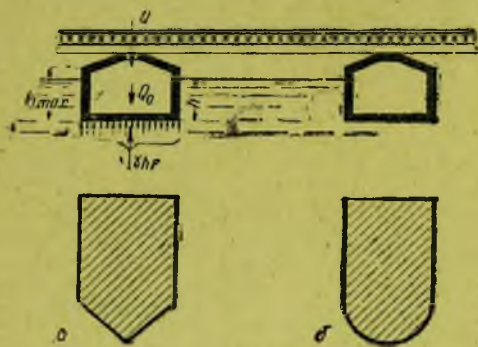
Благодаря тому, что понтон представляет собой замкнутый со всех сторон полый внутри ящик, при максимальной нагрузке моста можно допускать полное погружение понтона в воду.

На понтоны укладывают прогоны, поддерживающие проезжую часть моста.

В тех случаях, когда по реке нужно пропускать суда, в мосту устраивают выводные элементы, как и в плотовых мостах.

Каждый понтон удерживается на месте двумя якорями: носовым, удерживающим понтон от сноса по течению, и кормовым, оказывающим сопротивление действию низовых ветров.

Сопряжение понтонных мостов с берегами делается различно в зависимости от амплитуды колебаний горизонта воды. При значительных колебаниях горизонта воды сопряжение устраивают при помощи соединительного пролета длиной 4—6 м, закрепленного одним концом шарнирно на берегу, другим же соединенного с пловучей частью моста.



Фиг. 537. Схема понтонного моста.

Понтоны и другие элементы моста изготовляют на берегу. Сборку понтонных мостов производят по частям на реке около берега, после чего их буксируют при помощи небольших судов, лодок или другими способами к месту перехода, где производят окончательное соединение отдельных частей.

Расчет понтонного моста заключается в определении несущей способности понтонов, расчете прогонов и проезжей части.

Понтон под действием временной и постоянной нагрузок погружается в воду. Вода оказывает сопротивление погружению понтона, выражающееся давлением ее на днище понтона (фиг. 537).

Если обозначить: h — глубину погружения понтона, F — площадь днища понтона, γ — удельный вес воды, то давление воды на единицу поверхности днища понтона будет равняться γh ; равнодействующая давления воды, равная объему вытесненной при погружении понтона воды, будет равна $\gamma h F$.

Если вес понтона Q_0 , вес пролета перекрывающей конструкции Q , то допускаемое давление на понтон от временной нагрузки:

$$P = \gamma F h_{\max} - Q_0 - Q.$$

Наибольшая допускаемая величина погружения понтона определяется его конструктивными особенностями; обычно при действии максимальной нагрузки может быть допущено полное погружение понтона.

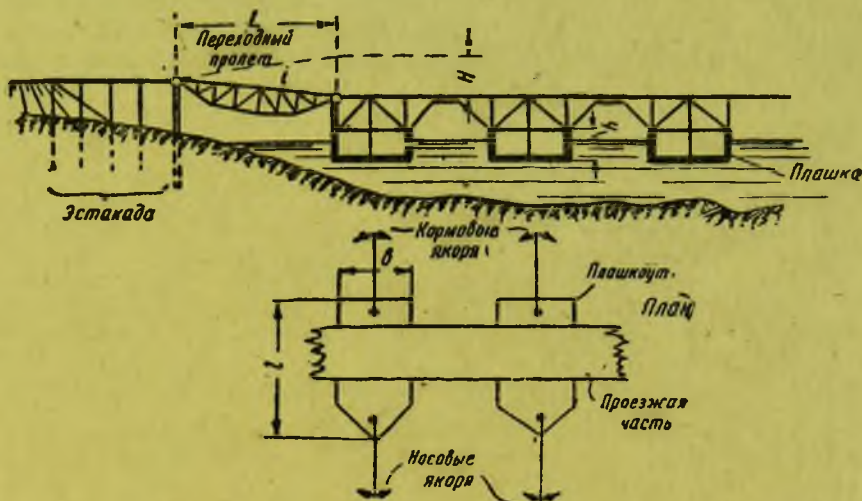
§ 71. Плашкоутные мосты

Плашкоутные мосты представляют собой наиболее сложный по конструкции вид наплавных мостов, позволяющий устраивать переходы через широкие и многоводные реки с большими амплитудами колебаний воды для пропуска по ним тяжелых нагрузок.

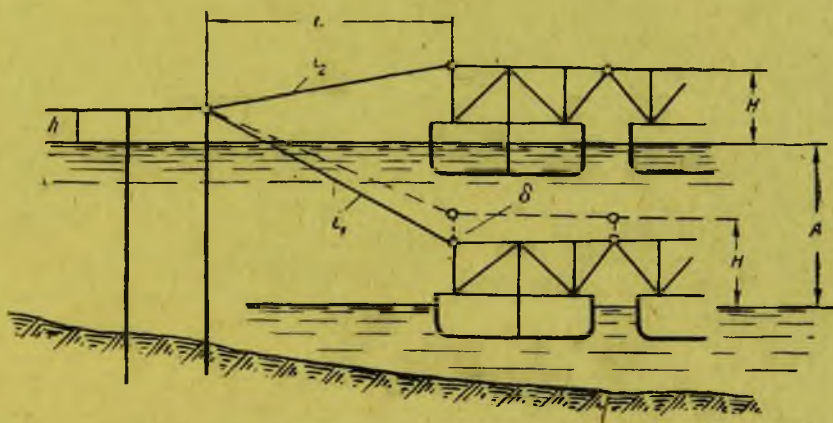
Плашкоутные мосты находят применение на автогужевых и автомобильных дорогах не только со слабым, но и с интенсивным движением, а также и в городских условиях.

Плашкоутный мост состоит, как правило, из трех основных частей (фиг. 538): наплавной или плашкоутной части, подходов в виде береговых эстакад и переходной части, устраиваемой из одного или нескольких соединительных пролетов (сопрягающего мостика).

Наплавная часть моста, представляющая собой собственно плашкоутный мост, состоит из пловучих опор в виде деревянных или металлических судов — плашкоутов, поддерживающих пролетные строения моста.



Фиг. 538. Схема плашкоутного моста.



Фиг. 539. Схема работы сопрягающей части плашкоутного моста.

Сопряжение с берегом устраивают при помощи эстакады и переходных пролетов, необходимых для въезда на наплавную часть моста при различных горизонтах воды в реке.

Длина сопрягающей части моста L зависит от амплитуды колебаний уровня воды A и от допускаемых уклонов i_{\max} для въездов на мост. Кроме того, на необходимую длину сопрягающей части оказывают также влияние: наибольшая осадка δ точки опирания переходного мостика на береговой плашкоуте от временной нагрузки, возвышение h ездового полотна эстакады над наивысшим горизонтом воды и возвышение H ездового полотна наплавной части над горизонтом воды при отсутствии временной нагрузки.

Наибольший уклон переходного пролета при наинизшем горизонте воды и нахождении на мосту временной нагрузки (фиг. 539):

$$i_1 = \frac{A + h - H + \delta}{L} \leq i_{\max}$$

Плашкоуты представляют собой плавучие опоры специальной конструкции, приспособленной для восприятия больших сосредоточенных опорных давлений от пролетных строений моста. Однако, в качестве плавучих опор при некотором усилении могут быть использованы и обычные баржи и другие речные суда. Каждый плашкоут закрепляют двумя якорями: носовым и кормовым.

Для пропуска судов в плашкоутных мостах приходится устраивать специальные выводные секции. Выводную секцию наплавного моста обычно выводят вниз по течению на верховых якорях, с последующим подтягиванием вбок, параллельно мосту, к специально заброшенным якорям. Для закрытия отверстия выведенную часть сначала спускают по течению в створ отверстия, а затем подтягивают обратно на якорях и закрепляют на ее месте в общей цепи моста.

Схема одного из способов вывода звена с указанием заброски якорей и последовательных положений выводного звена при разводке моста приведена на фиг. 542.

Остальную часть моста обычно также разделяют на несколько секций, связанных при работе моста и разъединяемых при его разводке на зиму.

Разводку моста для пропуска судов можно удобно осуществлять также путем устройства поворотного выводного звена (фиг. 543).

Несущую способность плашкоута определяют, как и в понтонах, по формуле:

$$P = h_{\max} \gamma F - Q_0 - Q,$$

где: Q_0 — вес плашкоута;

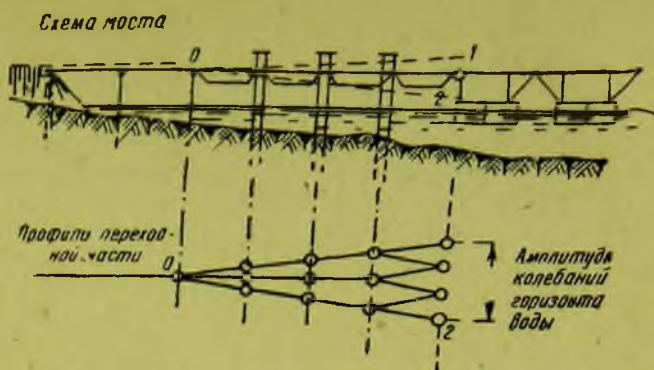
Q — вес одного пролета пролетного строения;

F — площадь днища плашкоута;

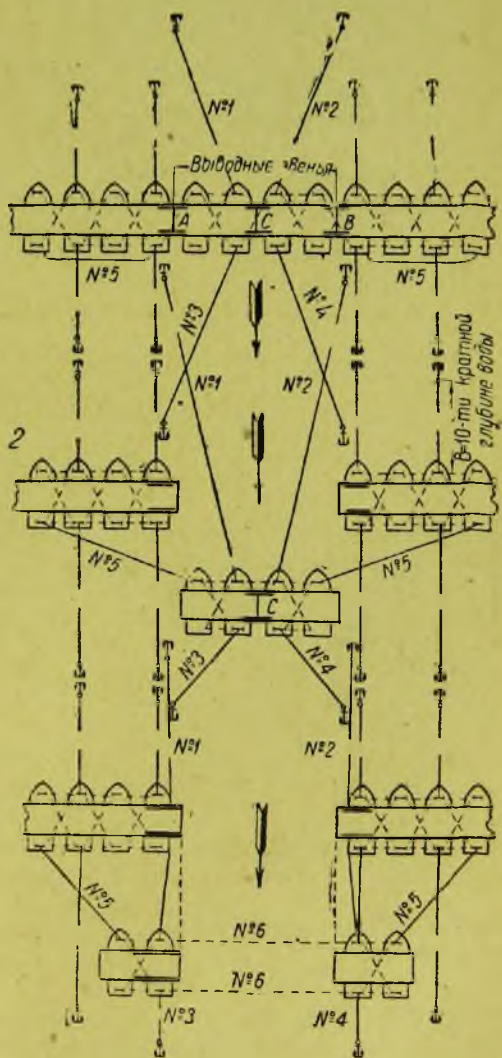
h_{\max} — наибольшее допускаемое погружение плашкоута, обычно принимаемое равным 1,2—2,0 м.

Плашкоутные мосты на зиму обычно разводят и отдельные их секции убирают в специальные затоны или гавани, или же вытаскивают плашкоуты на берег. Сообщение между берегами в зимний период осуществляется по льду.

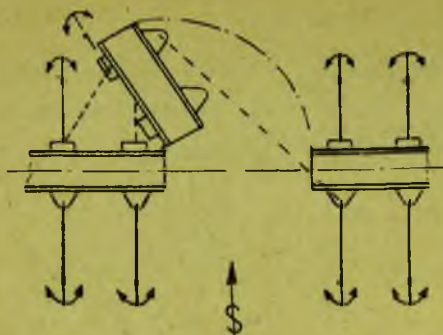
Возможна также эксплуатация плашкоутных мостов и круглый год. В этом случае необходимо в течение всей зимы систематически окалывать лед вокруг плашкоутов. На период весеннего ледохода мост все же должен быть разведен и убран в затон или другое безопасное место, защищенное от ледохода и больших скоростей течения. Для



Фиг. 541. Схема регулирования въездов на плашкоутный мост.



Фиг. 542. Схема разводки выводного звена.



Фиг. 543. Схема поворотного выводного звена.

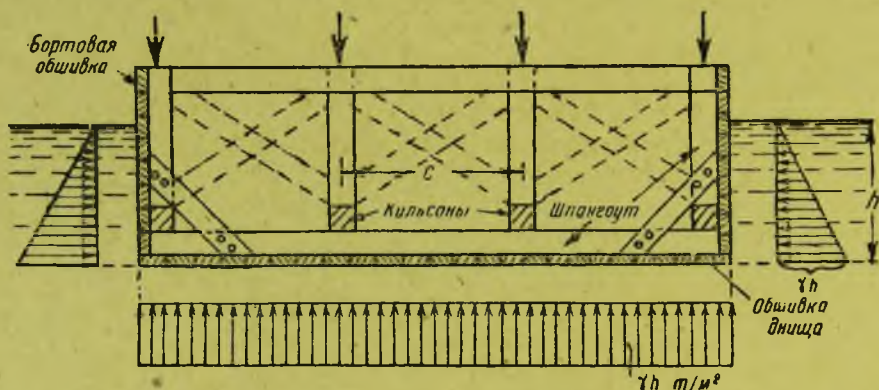
уборки моста во льду прорубают канал, по которому секции моста отводят к месту стоянки на время ледохода.

Для сообщения между берегами на период, когда наплавной мост разведен, обычно устраивают паромную переправу.

Конструкция плашкоутных мостов

Устройство плашкоутов должно обеспечивать достаточную пловучую способность их, как опор моста, и, кроме того, вся конструкция плашкоута должна быть приспособлена для передачи давлений от пролетных строений и временной нагрузки на воду.

Пловучая способность плашкоута, т. е. его подъемная сила, зависит от площади днища плашкоута и наибольшей допускаемой глубины погружения его в воду. При увеличении глубины погружения плашкоута растет давление, испытываемое бортами и



Фиг. 544. Схема поперечного сечения плашкоута.

днищем плашкоута; поэтому из конструктивных условий величина допускаемого погружения плашкоутов ограничивается 1,2 — 1,5 м. При этом возвышение борта плашкоута над водой должно быть не менее 0,5 м во избежание захлестывания водой при волнении и крене плашкоута под временной нагрузкой.

Размеры плашкоутов в мостах под автомобильную дорогу (см. фиг. 538) обычно назначают в следующих пределах:

$$h = 1 - 2 \text{ м}; \quad b = 2,5 - 6,5 \text{ м}; \quad l = 12 - 36 \text{ м}.$$

Длину заостренной части часто принимают от 0,5 до 1,0 м.

Для увеличения подъемной силы плашкоута прибегают к увеличению площади его днища. При этом вследствие того, что при большой ширине плашкоута сильно стесняется живое сечение реки и возрастает гидродинамическое давление на него воды, увеличение площади днища плашкоута достигается обычно развитием его в длину. Для улучшения обтекаемости носовую часть плашкоутов заостряют или закругляют.



Фиг. 545. Схема каркаса плашкоута.

На фиг. 544 схематически представлены поперечное сечение плашкоута и эпюры действующих на него давлений воды.

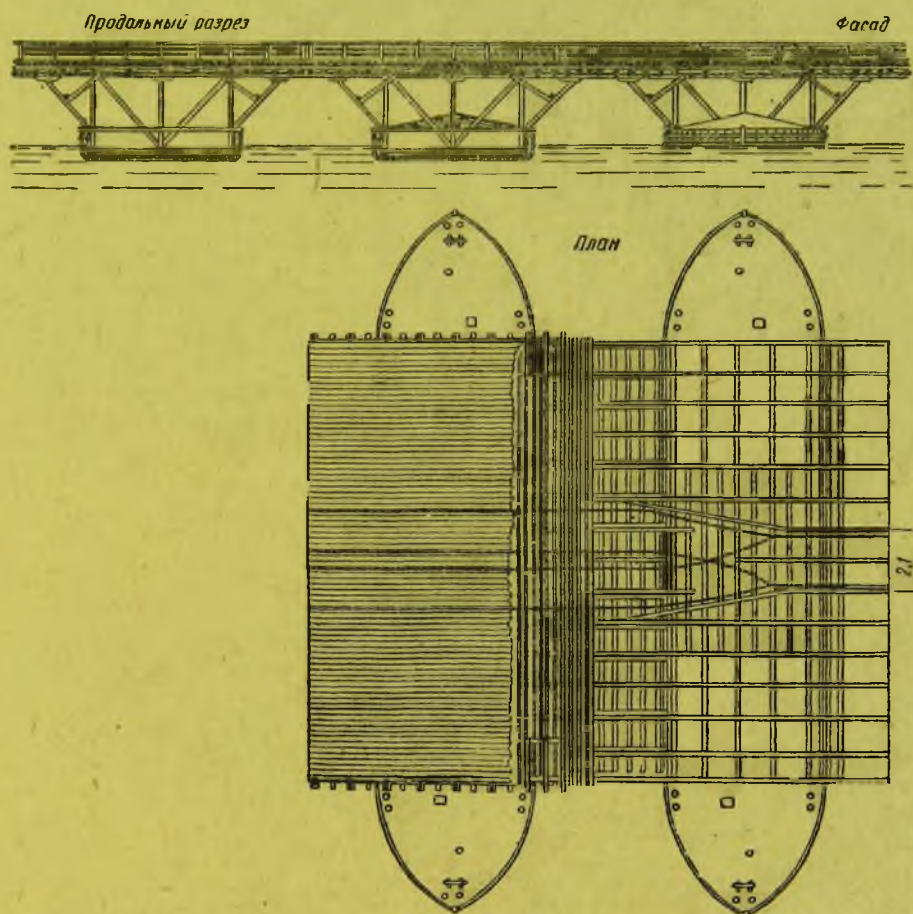
Конструкция плашкоута представляет собой каркас, составленный из продольных ферм, расположенных в плоскости бортов, и ряда поперечных полурам, называемых шпангоутами, вертикальная часть которых входит в состав бортовых ферм в виде стоек. В легких плашкоутах ограничиваются устройством двух бортовых ферм; в более мощных плашкоутах устраивают одну или две дополнительные продольные фермы (фиг. 545). Продольные брусья, уложенные по шпангоутам и часто входящие в со-

став продольных ферм плашкоута, называют кильсонами. Кильсоны воспринимают давление воды, действующее на днище и передаваемое на кильсоны шпангоутами (см. фиг. 544).

Снизу и с боков шпангоуты обшивают досками, образующими днище и бортовые стенки плашкоута.

Дощатую обшивку устраивают из плотно притесанных друг к другу досок с несколько скошенными боковыми поверхностями, образующими небольшие щели. Щели эти плотно проконопачивают просмоленной пеньковой паклей.

Обшивку днища крепят к горизонтальным брусам шпангоутов нагелями и гвоздями. Стыки досок обшивки следует располагать вразбежку.



Фиг. 546. Схема конструкции плашкоутного моста.

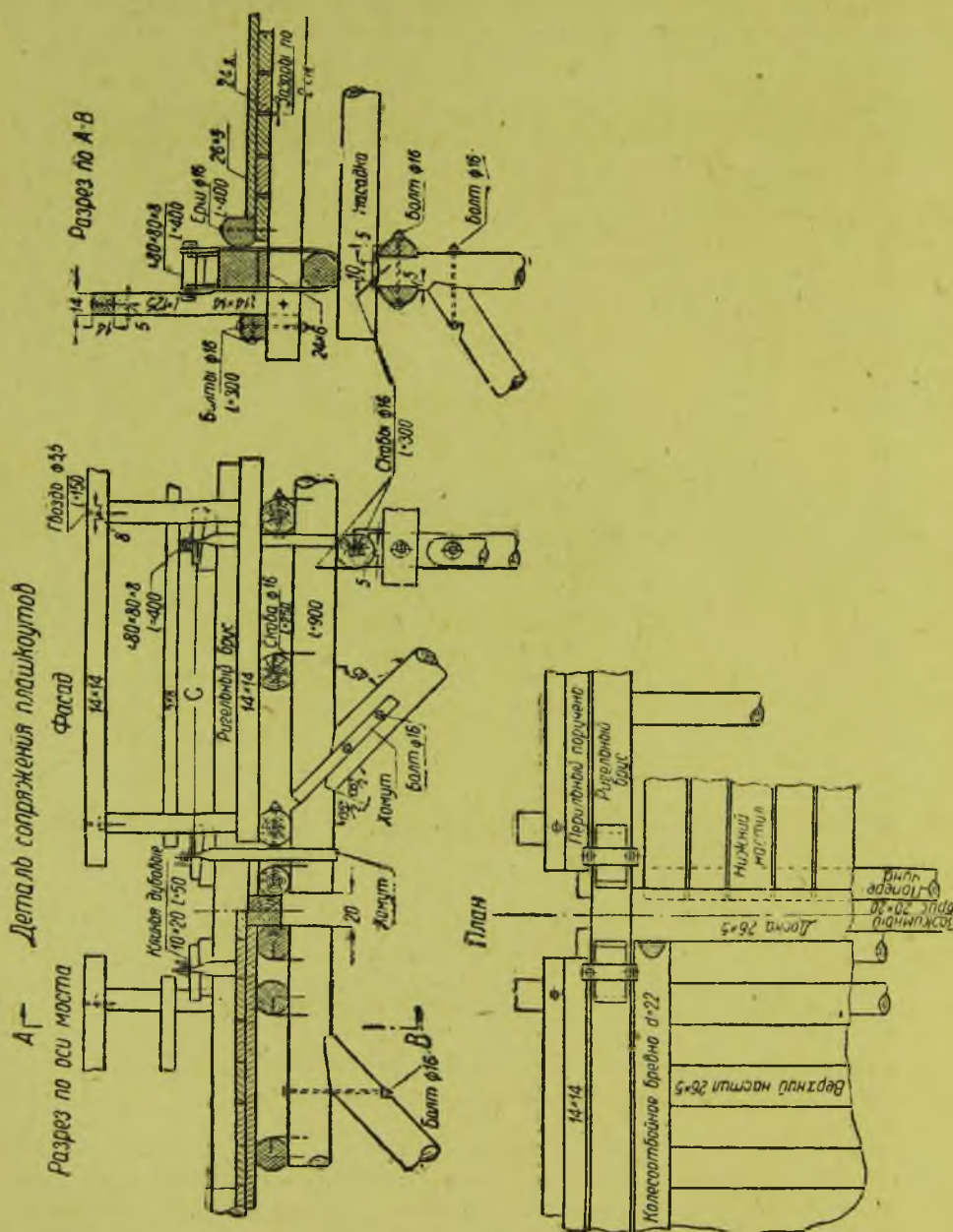
Продольные фермы плашкоутов, нагружаемые сверху усилиями, передающимися от пролетных строений, а снизу давлением воды, работают на изгиб и перерезывание.

В небольших плашкоутах бортовые фермы состоят из двух поясов, стоек и вертикальной стенки, образованной досками бортовой обшивки. В более мощных плашкоутах бортовые фермы делают решетчатой системы с поясами, раскосами и стойками (см. фиг. 545).

Ось моста, для соблюдения условия его устойчивости, должна проходить над геометрическим центром днища плашкоута.

В тех случаях, когда в качестве пловучих опор применяют речные суда, их соответствующим образом усиливают. Для этого в них ставят дополнительные шпангоуты, усиливают бортовые фермы или устраивают специальную конструкцию (продольные фермы) для распределения давлений от пролетных строений на всю длину судна.

Сопряжение моста с берегом осуществлено при помощи переходного пролета со сквозными фермами $l=16$ м и береговой эстакады. Переходное пролетное строение имеет неподвижные шарнирные опоры на плашкоуте и подвижную опору на эстакаде.



Фиг. 548. Деталь сопряжения звеньев при помощи ригельных брусьев.

Жесткость углов шпангоутов достигается постановкой деревянных подкосов.

Сопряжение отдельных звеньев моста производится специальными ригельными брусками, связанными при помощи хомутов и клиньев с прогонами (фиг. 548).

Переходные пролеты снабжены специальной опорой, приспособленной для подъема пролетных строений. Опора имеет в поперечном сечении две свайные башни с укрепленными на них дифференциальными таями (фиг. 549). Между сваями пропущена мощная поперечная балка из двух металлических двутавров, поддерживающая прогоны переходных пролетных строений. В обычном состоянии эта поперечная балка передает свои опорные реакции через специальные дубовые бруски, закладываемые между сваями под балки. Подъемка моста производится дифференциальными таями, прикрепленными к концам металлической поперечной балки.

При небольших колебаниях горизонта воды в пределах 70—80 см уклон переходного пролета, примыкающего к наплавной части, не превышает 8‰. Поэтому подъемными устройствами в этом случае пользоваться не приходится. При больших же колебаниях производится подъемка поперечной балки для придания наклона и береговому переходному пролету.

Пример конструкции плашкоутного моста под тяжелую нагрузку (по проекту проф. И. Е. Скрябина) представлен на фиг. 550 и 551.

Постройку плашкоутов производят на берегу, в непосредственной близости от воды, для облегчения спуска готовых плашкоутов на воду.

Сборка плашкоутов производится на специальных стеллажах. Вначале собирают каркас днища (шпангоуты, кильсоны) и дощатую его обшивку. Днище удобнее собирать в перевернутом состоянии, обшивкой кверху. Дощатую обшивку тщательно конопатят просмоленной пенькой и затем покрывают горячей смолой. Изготовленное днище переворачивают в нормальное положение, после чего производят сборку бортов плашкоута.

Оборудование плашкоута (причалные стойки, шпиль и др.) и палуба могут быть собраны на берегу или же после спуска плашкоута на воду. Спуск плашкоутов на воду производится при помощи специальных спусковых брусьев-полозьев, называемых слизами (фиг. 552).

Расчет плашкоутных мостов

Расчет плашкоутов

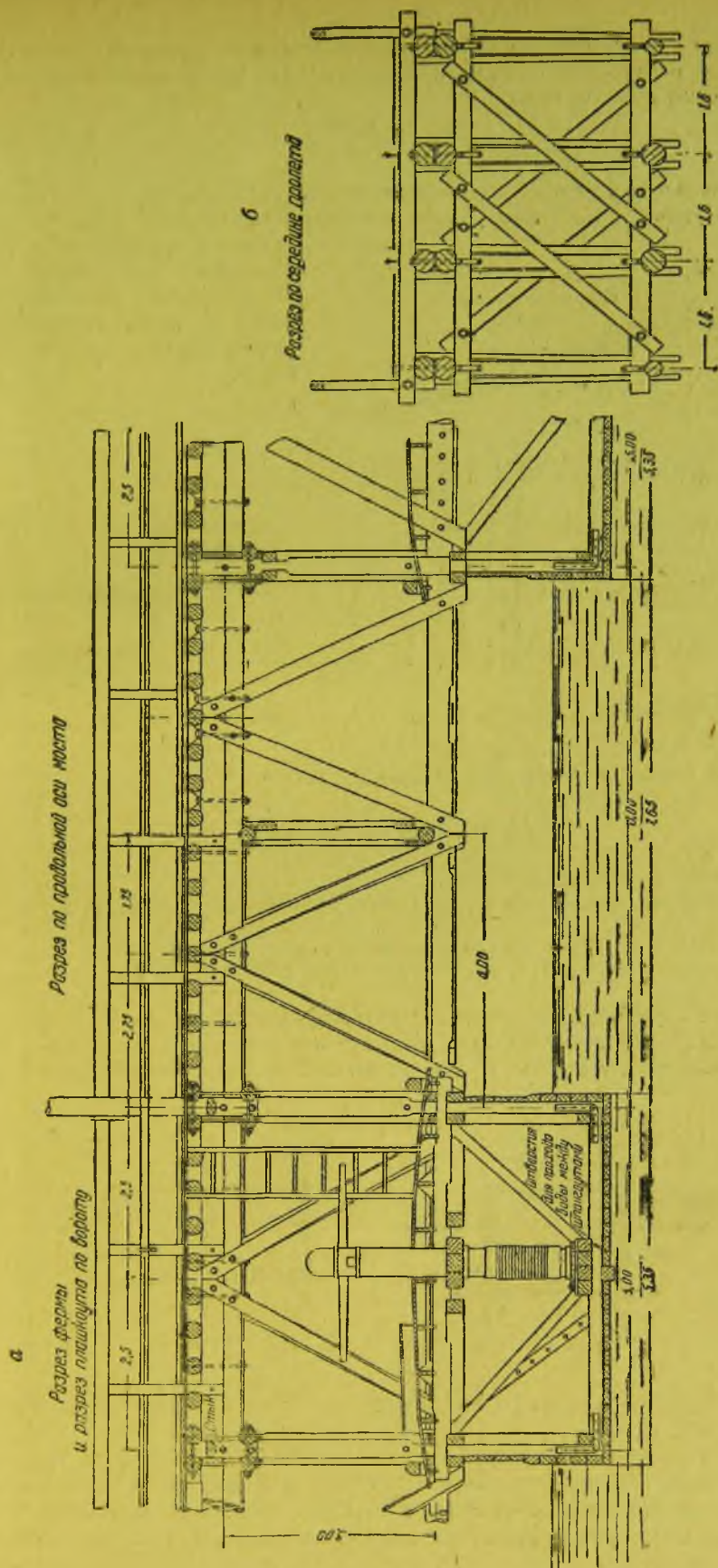
Расчет дощатой обшивки. Доски обшивки плашкоута под действием давления воды работают на изгиб.

Так как давление на единицу поверхности обшивки на глубине h равняется γh , то, обозначая: a — пролет доски, равный расстоянию между шпангоутами, b — ширину доски, получим расчетный изгибающий момент в доске:

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{\gamma h b a^2}{8}.$$

По изгибающему моменту определяют необходимую толщину досок обшивки.

Расчет кильсонов. Кильсоны воспринимают на себя давление воды, действующее на днище и передаваемое кильсонами шпангоутам. Обозначая c — расстояние между кильсонами (см. фиг. 544), получим погонную нагрузку кильсона от действия давления воды на днище равной $\gamma h c$.

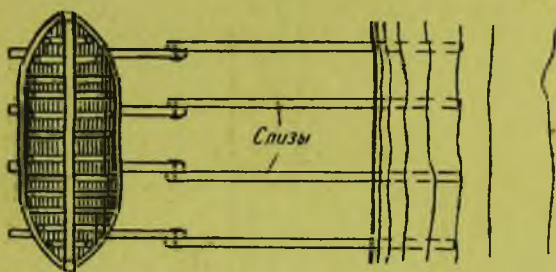


Фиг. 551. Конструкция плашкоутного моста под тяжелую нагрузку:
 α — разрез по продольной оси моста, б — поперечное сечение в сердечнике пролета.

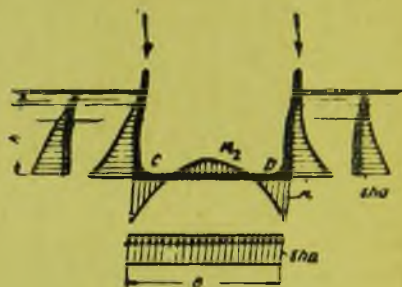
Если e — пролет кильсона, равный расстоянию между опирающимися на него стойками, то расчетный изгибающий момент в кильсоне (без учета узловой передачи давления вследствие наличия шпангоутов):

$$M_{\max} = \frac{\gamma h c e^2}{8}.$$

Расчет шпангоутов. В небольших плашкоутах шпангоуты обычно представляют собой полурамы с жесткими узлами в точках C и D (фиг. 553); под действием давления воды в таком шпангоуте возникают изгибающие моменты, достигающие наибольших значений в узлах полурамы и в середине горизонтальной части шпангоута.



Фиг. 552. Спуск плашкоута на воду.



Фиг. 553. К расчету шпангоутов.

Изгибающий момент в узлах C и D шпангоута:

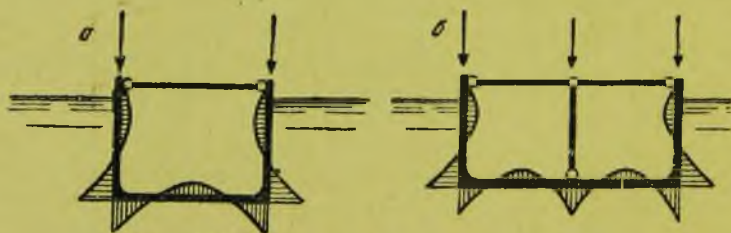
$$M_1 = \gamma h a \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{\gamma a h^3}{6},$$

где a — расстояние между шпангоутами.

Обозначая ширину плашкоута B , получим изгибающий момент в середине шпангоута:

$$M_2 = \frac{\gamma h a B^2}{8} - \frac{\gamma a h^3}{6} = \frac{\gamma h a}{24} (3B^2 - 4h^2).$$

При большой глубине погружения плашкоута, для уменьшения изгибающих моментов M_1 , между верхними концами шпангоутов добавляют распорки. Расчетная схема и очертание эпюры моментов для такого шпангоута приведены на фиг. 554, а.



Фиг. 554. Расчетные схемы шпангоутов.

Расчетная схема шпангоута в широких плашкоутах имеет вид, приведенный на фиг. 554, б.

Расчет продольных ферм плашкоута. Рассматриваем плашкоут как балку, нагруженную сверху усилиями от постоянной и временной нагрузок p_0 и p , а снизу — распределенным давлением воды W (фиг. 555). Для равновесия плашкоута нагрузка его должна уравниваться давлением воды, причем равнодействующая

нагрузок должна лежать на одной вертикали с центром давления воды. Под действием этих нагрузок плашкоут работает на срезывание и изгиб.

При закругленной форме плашкоута в плане эпюра давления воды W на днище будет иметь вид, изображенный на фиг. 555.

Построение эпюры поперечных сил производится путем интегрирования эпюры внешних нагрузок и эпюры давления воды:

$$Q_x = \int_0^x (p + W) dx = Q_w - Q_p.$$

Эпюра изгибающих моментов может быть получена путем интегрирования эпюры Q , т. е.:

$$M_x = \int_0^x Q dx.$$

По полученным усилиям Q и M можно рассчитать продольные фермы плашкоута.

Расчет цепи плашкоутов. Характером соединения отдельных звеньев плашкоутного моста, конструкцией пролетных строений и способом их опирания на плашкоуты определяются условия работы всей системы, а следовательно, и способ ее расчета.

Простая цепь плашкоутов. Самой простой системой плашкоутного моста является цепь плашкоутов с пролетными строениями в виде свободно опертых балок, поддерживающих проезжую часть (фиг. 556); опирание балок на плашкоуты — центральное. Когда единственный груз находится в центре плашкоута, то последний погружается на глубину h , определяемую формулой:

$$P = 1 = Fh\gamma,$$

откуда

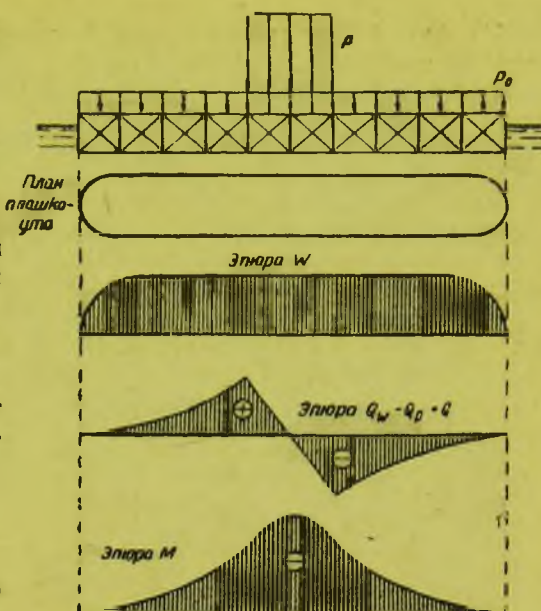
$$h = \frac{1}{\gamma F},$$

где: F — площадь днища плашкоута, γ — удельный вес воды.

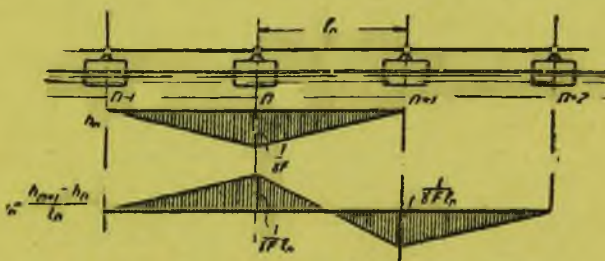
При движении груза P по мосту, вследствие разности погружений соседних плашкоутов, пролетные строения моста будут наклоняться. Продольный уклон i пролетного строения в n -ом пролете:

$$i_n = \frac{h_{n+1} - h_n}{l_n},$$

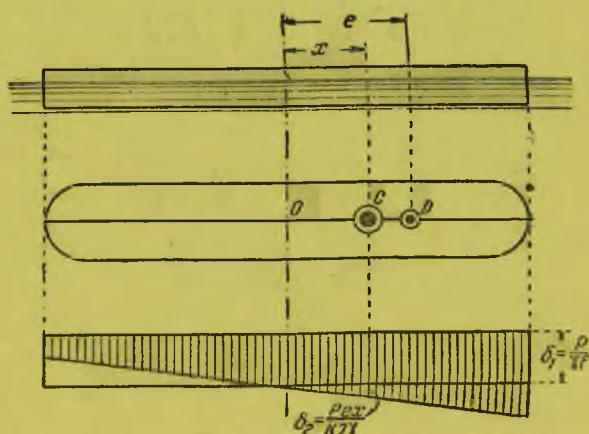
где: h_{n+1} и h_n — погружения плашкоутов, поддерживающих пролетное строение n -го пролета, l_n — длина пролета.



Фиг. 555. К расчету продольных ферм плашкоута.



Фиг. 556. Простейшая цепь плашкоутов.



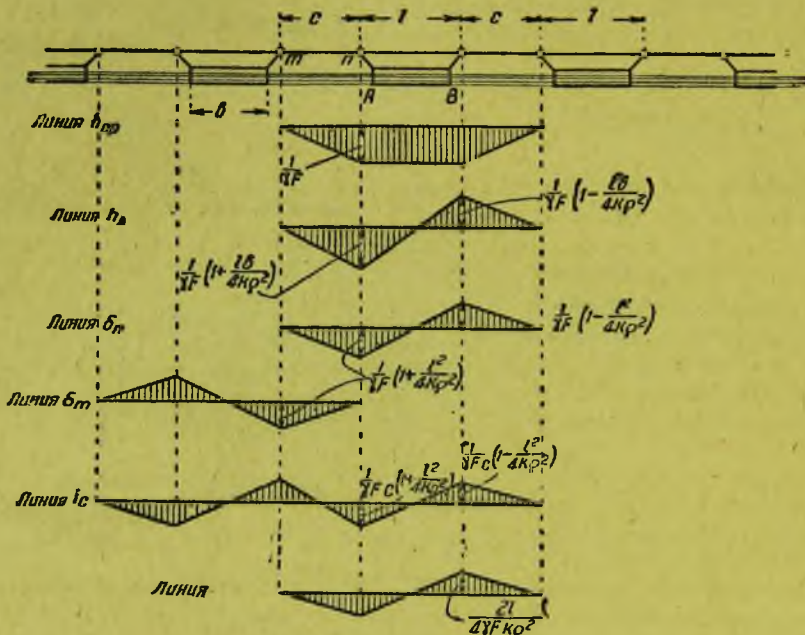
Фиг. 557. Погружение плашкоута при эксцентричной нагрузке.

На фиг. 556 представлены линии влияния погружения плашкоута и продольного наклона пролетного строения.

Простая разрезная цепь плашкоутов дает наибольшее погружение и наклон пролетных строений.

Цепь плашкоутов с эксцентричной передачей на них давлений. Рассмотренный случай работы простейшей цепи плашкоутов с центральной передачей на них давлений от пролетных строений встречается редко. Чаше нагрузка передается на плашкоуты через борта, т. е. не центрально. В этом случае плашкоут будет погружаться не равномерно, а с креном, зависящим от эксцентричного действия на него давлений.

Рассмотрим погружение плашкоута под действием эксцентрично приложенного в точке D груза $P=1$ (фиг. 557). Действие силы P можно заменить действием центральной силы P и моментом $M=Pe$, где e — эксцентриситет силы P .



Фиг. 558. Линии влияния деформаций плашкоутного моста с передачей давлений через борта.

Погружение любой точки плашкоута от центральной силы:

$$\delta_1 = \frac{P}{\gamma F}.$$

Погружение в точке C от крена, вызванного действием момента M :

$$\delta_2 = \frac{Mx}{kJ\gamma},$$

где: k — коэффициент, зависящий от высоты плашкоута, обычно принимаемый равным 1;

J — момент инерции площади днища плашкоута, который можно выразить так:

$$J = \rho^2 F,$$

где: F — площадь днища плашкоута,

ρ — радиус инерции этой площади,

тогда:

$$\delta_2 = \frac{Mx}{kJ\gamma} = \frac{Pex}{k\gamma\rho^2 F}.$$

Полное погружение в произвольной точке плашкоута:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = \frac{P}{\gamma F} \pm \frac{Pex}{k\gamma\rho^2 F},$$

или

$$\delta = \frac{P}{\gamma F} \left(1 \pm \frac{ex}{kz^2} \right).$$

Эта формула позволяет подсчитать величину погружения плашкоута в любой точке его от эксцентрично действующих нагрузок.

В качестве примера применения выведенной формулы на фиг. 558 приведены линии влияния деформаций плашкоутного моста с передачей давлений через борта.

Изменение погружений средней точки плашкоута представляет линия влияния h_{cp} .

Линия h_A представляет изменение погружений борта плашкоута в точке A .

Линии δ_n и δ_m — перемещения точек n и m пролетного строения от влияния погружений плашкоутов.



Фиг. 559. Схема плашкоутного моста с неразрезными пролетными строениями.

Линии i_c и i_l — продольные уклоны на участках c и l моста.

Цепь плашкоутов с неразрезными пролетными строениями. Для уменьшения погружений плашкоутов и распределения давлений от временной нагрузки на большее число опор в плашкоутных мостах под тяжелую нагрузку часто устраивают неразрезные пролетные строения в виде балок или ферм (фиг. 559).

При центральной передаче давлений на плашкоуты такая система может быть рассчитана как неразрезная балка на упругих опорах.

Если за неизвестные принять изгибающие моменты над опорами балки M_1, M_2, \dots, M_n , то для расчета моста под действием внешней нагрузки необходимо решить следующую систему уравнений¹:

$$\begin{aligned} (4 + 6\alpha) M_1 + (1 - 4\alpha) M_2 + \alpha M_3 &= C_1; \\ (1 - 4\alpha) M_1 + (4 + 6\alpha) M_2 + (1 - 4\alpha) M_3 + \alpha M_4 &= C_2; \\ \alpha M_1 + (1 - 4\alpha) M_2 + (4 + 6\alpha) M_3 + (1 - 4\alpha) M_4 + \alpha M_5 &= C_3; \\ \dots &\dots \\ \alpha M_{n-2} + (1 - 4\alpha) M_{n-1} + (4 + 6\alpha) M_n + (1 - 4\alpha) M_{n+1} + \alpha M_{n+2} &= C_n. \end{aligned}$$

Коэффициент

$$\alpha = \frac{6EJ}{kl^3},$$

где: EJ — жесткость пролетного строения (балки),

l — расстояние между осями плашкоутов, т. е. пролет моста,

$k = F$ — коэффициент пловучести.

Значения свободных членов C_1, C_2, \dots, C_n написанной выше системы уравнений зависят от нагрузки, действующей на отдельные пролеты:

$$C_n = 6\Omega_n \frac{c_n}{l} + 6\Omega_{n+1} \frac{c'_{n+1}}{l} + \alpha l (A_{n-1}^0 - 2A_n^0 + A_{n+1}^0),$$

где: A^0 — давления на опоры в предположении разрезного пролетного строения; остальные обозначения те же, как и обычно при расчете неразрезных балок;

Ω — площади эпюр момента в рассматриваемых пролетах;

c и c' — расстояния центров тяжести эпюр моментов от левой и правой опор рассматриваемых пролетов.

При действии сосредоточенного груза в n -ом пролете (фиг. 560):

$$\begin{aligned} 6\Omega_n \frac{c_n}{l} &= \frac{a_n (l^2 - a_n^2)}{l^2} P_n, \\ 6\Omega_n \frac{c'_n}{l} &= \frac{b_n (l^2 - b_n^2)}{l^2} P_n. \end{aligned}$$

¹ См. проф. Л. Д. Проскуряков, Строительная механика, 1925, стр. 228.

В многопролетных мостах при загрузке одного из пролетов ближайшие к загруженной части плашкоуты сильно погружаются в воду, но по мере удаления от загруженной части погружение плашкоутов быстро уменьшается. Обычно эта деформация распространяется на 5—6 пролетов, на остальные же более удаленные пролеты практически почти не влияет.

Поэтому при расчете неразрезного плашкоутного моста можно выделять элемент ограниченной длины, рассчитывая его, как соответственно пяти- или шестипролетную неразрезную балку на упругих опорах.

Определив из системы уравнений (см. выше) неизвестные моменты M_1, M_2, \dots, M_n , можно подсчитать опорные реакции (давления на отдельные плашкоуты) по формуле:

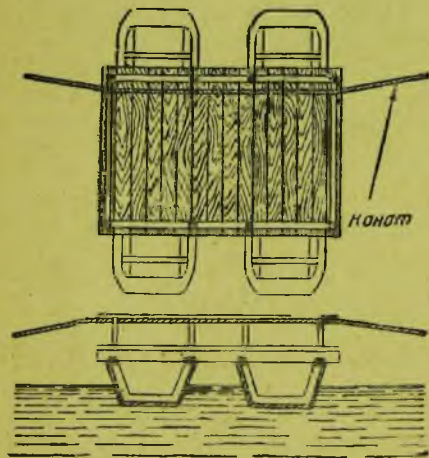
$$A_n = A_n^0 - \frac{M_{n-1}}{l} + \frac{2M_n}{l} - \frac{M_{n+1}}{l}.$$

Фиг. 560. К расчету плашкоутного моста с неразрезным пролетным строением.

В случае нецентрального действия давлений на плашкоуты, как, например, при передаче давления на борта плашкоута и при жесткой связи пролетных строений с плашкоутами, мост должен быть рассчитан как неразрезная балка (ферма) на упруго погружающихся и упруго поворачивающихся опорах.

§ 72. Паромные переправы

Простейшим способом паромной переправы является устройство плотового паромы. Конструкция плотового паромы аналогична конструкции плотовых мостов; паром передвигается вручную по канату, перекинутому с одного берега на другой.



Фиг. 561. Паром из лодок.

Для более тяжелых нагрузок в качестве паромов используют обычно две баржи или большие лодки, покрытые сверху общим помостом (фиг. 561 и 562).

Передвижение паромы производится путем буксирования его пароходом или моторной лодкой или же при помощи каната, перекинутого с одного берега на другой.

Канат перегораживает реку, что является недостатком паромов с поперечным канатом. Иногда паромы снабжают стационарным или съемным мотором с винтом.

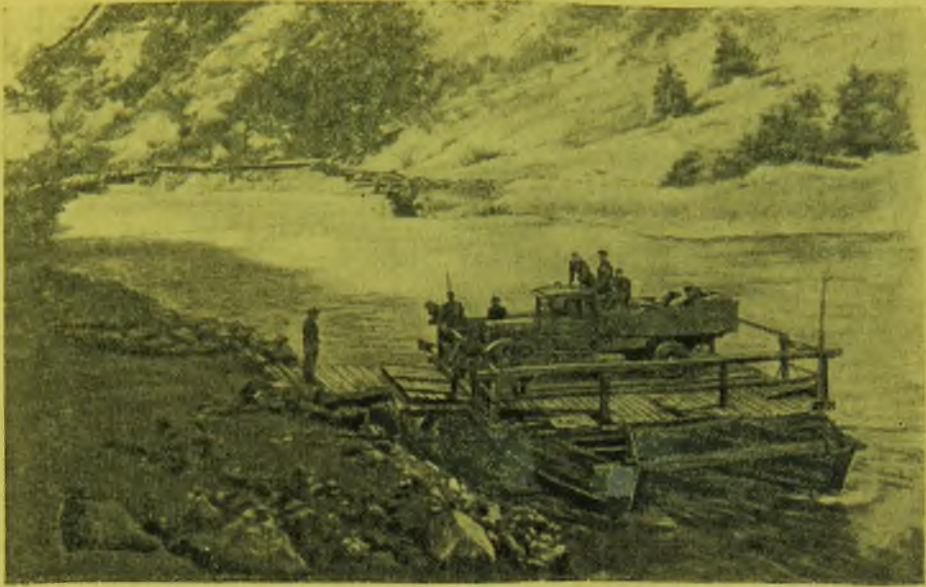
Довольно распространены также паромы-самолеты, которые приводятся в движение силой течения. В этом случае по середине реки бросают якорь надлежащего веса, к которому на длинном канате привязывают паром (фиг. 563).

Паром должен быть снабжен рулем. Якорь не-

обходимо забрасывать выше по течению, в расстоянии полуторной или двойной ширины реки от места переправы. Конструкция паромы-самолета в схематическом виде представлена на фиг. 564.

Для уменьшения сопротивления движению паромы канат должен находиться над поверхностью воды. Для этого его перекидывают через вертикально поставленную раму, а дальше он поддерживается над водой при помощи маленьких лодок (челноков) или плотиков, располагаемых на расстоянии 30—40 м друг от друга. Устройство паромов-самолетов возможно на реках со скоростью течения не менее 1 м/сек.

Для сопряжения паромной переправы с берегами приходится устраивать специальные пристани. Простейший тип пристани на козлах схематически представлен на фиг. 565. Для переправ под тяжелую нагрузку пристани на козлах оказываются



Фиг. 562. Общий вид парома.

недостаточно жесткими и могут быть легко повреждены или сшиблены в момент причаливания парома.

Более солидные пристани могут быть устроены в виде деревянной конструкции на сваях. В этом случае пристань должна быть выдвинута в реку на такое расстояние, чтобы при самом низком горизонте воды около пристани была достаточная глубина для подхода парома.

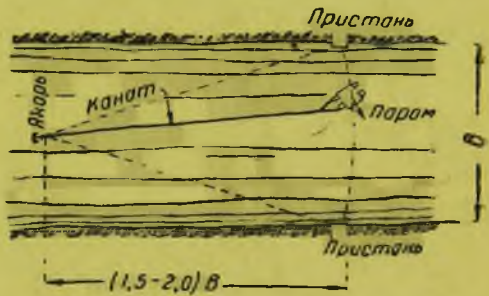
При больших колебаниях горизонта воды пристань устраивают на некотором расстоянии от берега на баржах, закрепленных якорями (фиг. 566). Пристань соединяют с берегом переходным мостиком.

Другим вариантом конструкции пристани является устройство переходного мостика с подъемной опорой (фиг. 567).

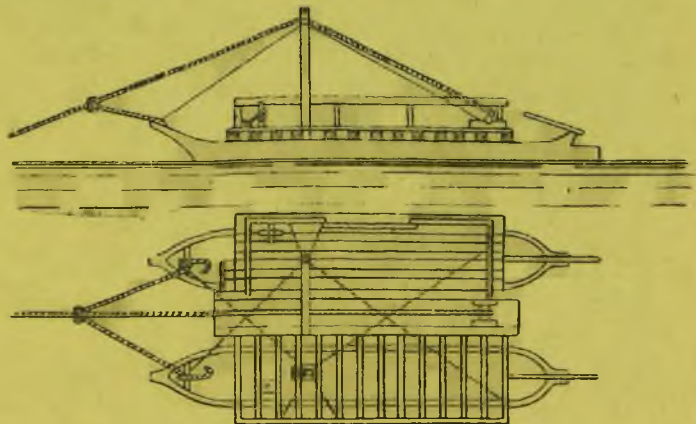
При загрузке или разгрузке парома переходный мостик своим речным концом опирается на край парома, при отходе же парома мостик поднимается и поддерживается таями подъемной опоры.

Длина L переходного мостика определяется так же, как и в плашкоутных мостах, по амплитуде колебаний горизонта воды H и наибольшему допускаемому уклону въезда i :

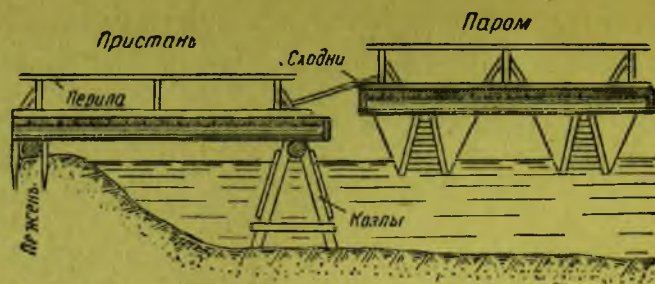
$$L = \frac{H}{2i}.$$



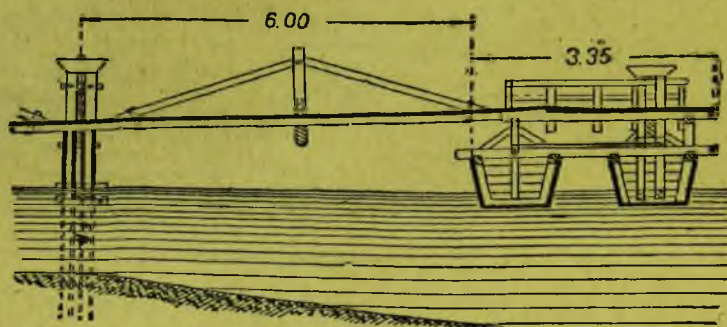
Фиг. 563. Схема движения парома-самолета.



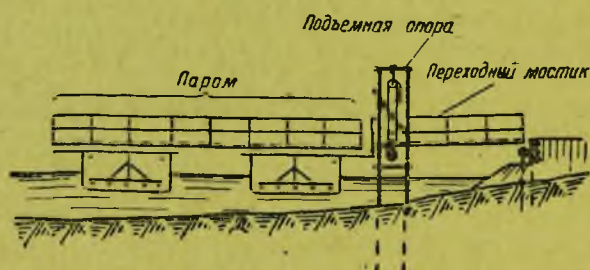
Фиг. 564. Устройство парома-самолета.



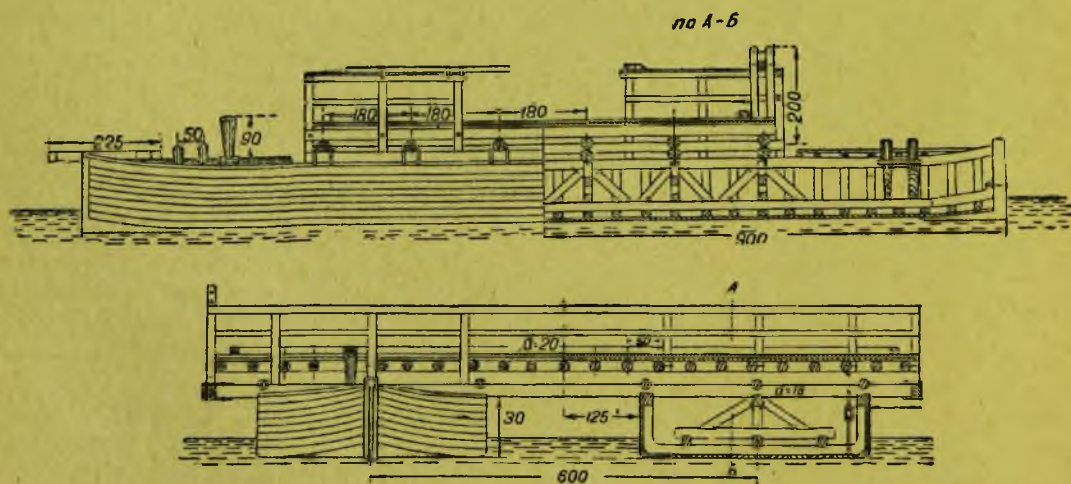
Фиг. 565. Пристань на козлах.



Фиг. 566. Пристань паромной переправы на баржах.



Фиг. 567. Пристань с переходным мостиком и подъемной опорой.



Фиг. 568. Конструкция парома на баржах.

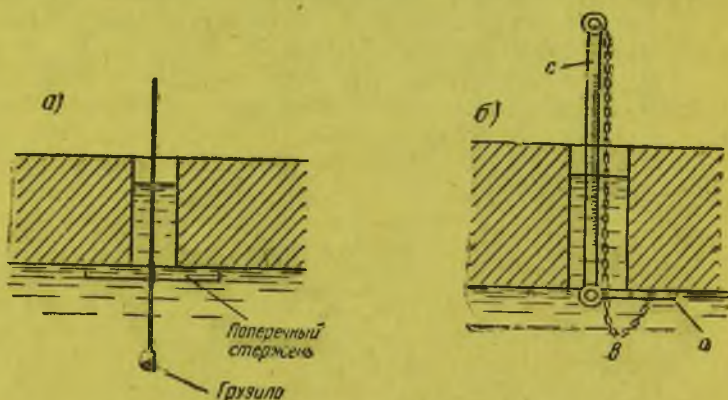
Конструкция парома на баржах приведена на фиг. 568. Платформа парома устроена аналогично пролетному строению плашкоутных мостов и состоит из двухъярусных прогонов и проезжей части из поперечин и двойного дощатого настила. Прогонны опираются на борта барж и на устроенные по продольной оси барж жесткие раскосные фермы. Для более равномерного распределения нагрузки на баржи и уменьшения кренов парома прогоны делают цельными на всю длину. Для восприятия отрицательных реакций прогона при действии нагрузки на края парома прогоны притянуты к баржам металлическими тяжами с натяжными муфтами. Баржи и платформы паромов рассчитывают теми же методами, что и наплавные мосты.

§ 73. Ледяные переправы

Ледяной покров реки представляет собой удобный и надежный путь для переправы людей, повозок и автомобилей.

Использование ледяного слоя для переправы возможно при достаточной прочности и толщине льда. Кроме того, на реках, уровень воды в которых колеблется, перед устройством переправы необходимо убедиться в том, что лед плавает на воде и под ним нет воздушного прослойка. Если уровень воды опустился и между водой и льдом образовался слой воздуха, то использование льда для переправы невозможно, так как он может проломиться при проходе нагрузки.

Измерение толщины льда для вычисления его несущей способности можно производить при помощи бечевки с привязанной к ней палкой (фиг. 569, а), рейкой или специальным ледомером (фиг. 569, б). Ледомер состоит из двух металлических стержней, соединенных шарнирно. Для опускания ледомера в лунку, пробитую во льду, короткий его стержень *а* при помощи цепи прижимается к длинному стержню *с*. Опущенный под лед стержень *а* поворачивают до горизонтального положения и прижимают к нижней поверхности льда. Толщину льда отсчитывают по шкале, нанесенной на стержень *с*.



Фиг. 569. Способы измерения толщины льда.

Для предохранения ледомерных приспособлений от обмерзания их следует смазывать жиром.

Ледяной покров обычно состоит из нижнего, основного по прочности, прозрачного слоя и верхнего, более слабого, мутного слоя, похожего на смерзшийся снег.

Нижний, прозрачный слой может иметь раковистую или игольчатую структуру. Игольчатая структура служит признаком начавшегося таяния льда; при игольчатой структуре лед обладает меньшей прочностью.

Прочность льда зависит также от температуры воздуха.

По результатам обследования льда может быть определена расчетная его толщина:

$$H = [h_1 + 0,5(h_2 + h_3)] k_1 k_2,$$

где: h_1 — толщина нижнего, прозрачного слоя льда;

h_2 — толщина верхнего, мутного слоя льда;

h_3 — толщина замороженного слоя (в случае применения искусственного намораживания);

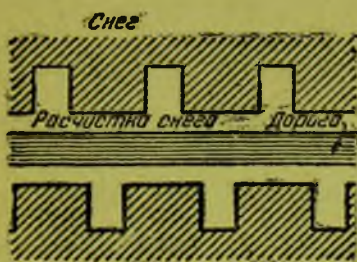
k_1 — коэффициент, зависящий от структуры льда; $k_1 = 1$ при раковистой и

$k_1 = \frac{2}{3}$ при игольчатой структуре льда;

k_2 — коэффициент, зависящий от температуры; при температуре ниже нуля $k_2 = 1$, а при температуре выше нуля $k_2 = 0,8$.

Для прохода пешеходов по настланным доскам достаточно расчетной толщины льда около 4 см. При толщине льда от 5 до 8 см люди могут проходить непосредственно по льду, но только поодиночке, в расстоянии 2 м друг от друга.

При толщине льда 8—12 см возможен проход людей группами и, наконец, при толщине льда более 12—15 см пеше могут переходить по льду как угодно.



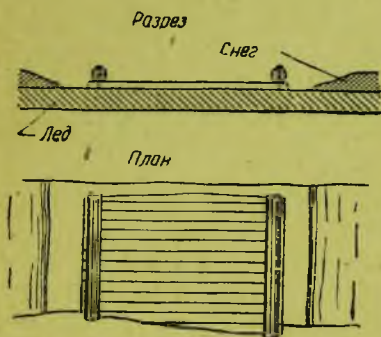
Фиг. 570. Схема расчистки снега для ледяной переправы.

Для переправы конницы толщина льда должна быть не менее 15—20 см. Переправа повозок и автомобилей может производиться при толщине льда не менее 25—30 см.

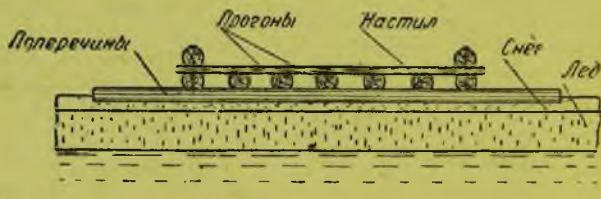
Место, выбираемое для устройства ледяной переправы, должно иметь пологие берега, удобные для устройства съездов на лед. Лед в месте переправы не должен иметь полыней и повреждений.

Для получения более толстого ледяного слоя в месте переправы следует очищать его поверхность от снега. Так как снег обладает плохой теплопроводностью, лед же, напротив, весьма теплопроводен, то расчистка снега вызывает быстрое увеличение толщины льда.

Утолщение ледяного слоя может быть достигнуто также намораживанием его сверху. Для этого снег с поверхности льда счищают на полосе, равной ширине ездового полотна, и по бокам устраивают бортики из снега. Намораживание производится наброской слоев снега или ледяной мелочи толщиной 3—5 см с поливкой их водой. Намораживание можно производить при температуре 5—10° ниже нуля.



Фиг. 571. Усиление ледяной переправы легкой выстилкой.



Фиг. 572. Ледяная переправа с выстилкой усиленного типа.

Около берегов лед обычно бывает слабее, чем по середине реки, из-за трещин, появляющихся здесь при колебаниях уровня воды под льдом. Поэтому в месте сопряжения ледяной переправы с берегом часто приходится укреплять ледяной покров. Для этого по льду укладывают слои соломы или хвороста и поливают их водой. Образующаяся ледяная дамба служит для укрепления льда у береговой его кромки.

При пропуске по льду тяжелых сосредоточенных грузов весьма важно распределение их на возможно большую площадь. Для этого можно устраивать выстилки из уложенных по льду досок или бревен.

Более легкая выстилка образуется из досок (толщиной не менее 5 см), пластин (толщиной не менее 16/2 см), или жердей (не тоньше 8 см), укладываемых поперек оси переправы и окаймленных колесоотбойными бревнами (фиг. 571).

Выстилку усиленного типа (фиг. 572) можно устраивать из поперечин и прогонов, распределяющих давление на лед, и настила, распределяющего нагрузку на прогоны.

ПОСТРОЙКА ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

§ 74. Составление плана организации работ

Постройка моста производится на основании технического проекта и рабочих чертежей, содержащих решение всех основных технических вопросов, связанных со строительством моста.

Основываясь на материалах проекта и принимая во внимание особенности местных условий, составляют конкретный план организации работ при постройке моста. План должен в первую очередь определять календарную последовательность всех видов работ соответственно особенностям конструкции сооружаемого моста и выбранному методу производства работ. План постройки моста должен быть увязан с генеральным планом организации работ при постройке дороги в целом.

При составлении календарного плана работ необходимо стремиться использовать наиболее благоприятные периоды для отдельных видов работ. Так, например, если строительство начинается осенью, то сначала следует возводить береговые участки моста, откладывая постройку речной части до ледостава, позволяющего упростить и удешевить подмости и доставку материалов к месту сборки. Если же работы начинаются зимой, то в первую очередь следует возводить речную часть моста.

План организации работ должен содержать календарные планы потребности строительства в рабочей силе, материалах и строительных машинах.

План потребности в рабочей силе должен быть увязан с календарной последовательностью выполнения отдельных видов работ и определить не только количество необходимых рабочих, но и их специальность (плотники, землекопы, чернорабочие и др.). Этот план необходим для своевременного обеспечения стройки рабочими, а также для выяснения потребности в бараках и других вспомогательных постройках.

При составлении плана работ и подсчете потребной рабочей силы необходимо учитывать фронт работ (наличие рабочих мест) на строительстве, так как может оказаться, что при узком фронте работ намеченное количество рабочей силы не сможет быть полностью использовано.

Календарный план потребности строительства в материалах, содержащий количество и сроки доставки каждого вида материала на место постройки моста, составляют на основании общего плана работ и имеющихся в проекте спецификаций и подсчетов объема отдельных работ.

План потребности в механизмах должен предусматривать своевременное снабжение отдельных видов работ необходимым механизированным инструментом (электропилы, электросверла и др.), транспортными средствами (автомшины, тракторы и пр.), копровым и грузоподъемным оборудованием (бабы, молоты, лебедки, краны) и источниками энергии (компрессоры, двигатели, паровые котлы и пр.).

План организации работ должен содержать также подробный план организации территории сооружения (строительной площадки) с указанием размещения всех вспомогательных построек, временных дорог, складов и др.

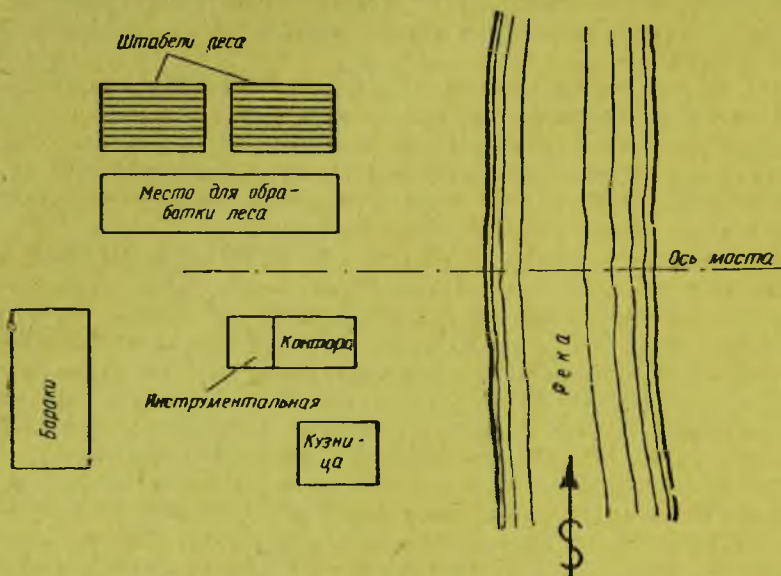
На основании плана организации работ составляют финансовый план работ, содержащий данные о размерах и сроках денежных поступлений, необходимых для ведения строительства.

Ускорение темпов строительства деревянных мостов может быть достигнуто организацией механизированных передвижных мостостроительных отрядов, обладающих постоянными кадрами квалифицированных рабочих и удобно перевозимым оборудованием, позволяющим механизировать весь комплекс строительных работ при постройке мостов.

§ 75. Подготовительные работы

Для бесперебойного хода работ, наиболее быстрого темпа их выполнения и надлежащего обслуживания как строительства, так и рабочей силы необходимо еще до начала постройки моста приступить к заготовке материалов и сооружению вспомогательных зданий и устройств. Размер вспомогательных устройств и затраты на них определяются масштабом работ.

Для постройки деревянного моста вблизи намеченного места перехода устраивают склад леса, выбирая для него сухое возвышенное место с хорошим стоком дождевых и грунтовых вод. В непосредственной близости от склада подготавливают место для обработки леса. Обработку леса производят на стеллажах или столах, расположенных обычно под навесом. Место обработки леса должно быть расположено так, чтобы готовые элементы было удобно транспортировать к месту сборки моста.



Фиг. 573. Схематический план строительной площадки при постройке небольшого деревянного моста.

Для хранения инструментов, металлических креплений и прочих деталей устраивают специальное помещение — инструментальную (кладовку). Для выполнения подделок из металла необходима кузница, которую нужно располагать, в целях пожарной безопасности, в стороне от склада леса и прочих сооружений, возможно ближе к воде.

В случае применения для моста пропитанного леса следует заранее устроить все необходимые приспособления и сооружения для пропитки дерева антисептиками.

Помещение канторы постройки следует располагать возможно ближе к мосту в таком месте, откуда лучше всего виден весь фронт постройки.

Для размещения рабочих и обслуживания их бытовых и культурных нужд должны быть построены бараки со столовой, клубом и другими помещениями.

Схематический план расположения вспомогательных устройств у места постройки небольшого моста приведен на фиг. 573.

§ 76. Лесной материал, его заготовка и хранение

Лесной материал, применяемый для постройки деревянных мостов, должен удовлетворять всем требованиям ОСТ для принятой в проекте моста марки (сорта) леса.

Как правило, для постройки деревянных мостов нужно применять лес марки 1. Для элементов решетчатых ферм желательно применение высокосортного леса марки 0. Для второстепенных элементов моста, имеющих конструктивное назначение, или испытывающих малые напряжения под нагрузкой, может быть допущен лес марки 2.

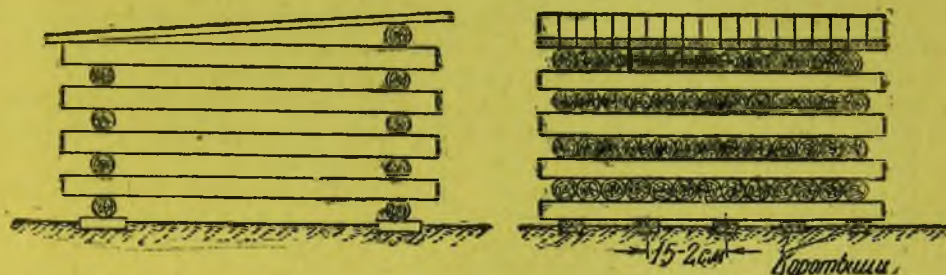
Лес для деревянных мостов должен быть полусухим, т. е. иметь влажность не более 23%. Для элементов решетчатых ферм желательно применять лес с влажностью не более 18%. Применение сырого леса для постройки мостов не должно допускаться, так как влечет за собой быстрое расстройство конструкции от усушки и опасность загнивания древесины. Поэтому в случае невозможности получить лес с влажностью, не превышающей установленной нормы, должна быть организована его естественная или искусственная сушка.

Сырой лес можно применять только в элементах моста, постоянно находящихся под водой (сваи, подводные связи и др.).

Желательно для постройки моста пользоваться лесным материалом зимней рубки (в период с ноября по февраль), когда древесина содержит меньше соков.

При приемке лесного материала, предназначенного для постройки моста, производится тщательный внешний его осмотр. Если внешний осмотр вызывает какие-либо сомнения в качестве древесины, то необходимо взятие проб из толщи дерева для осмотра, а иногда и для лабораторного исследования.

При приемке лесного материала для решетчатых пролетных строений или арочных ферм производство лабораторных исследований обязательно.



Фиг. 574. Штабель бревен.

Лабораторное исследование дерева заключается в испытании его механических качеств, определении влажности и микроскопическом и бактериологическом анализе древесины.

Лесной материал, предназначенный для постройки моста, должен быть защищен от сырости, развития грибков, а также и от чрезмерной сухости воздуха.

Участок для укладки лесных материалов, вне зависимости от предполагаемой продолжительности хранения дерева, должен быть возвышенным, сухим и обязательно с хорошим стоком дождевых и грунтовых вод. Перед укладкой лесоматериала участок должен быть расчищен от мусора, щепы и пр.

Лес укладывают штабелями (фиг. 574), расположенными рядами, с промежутками между соседними штабелями не менее 2 м и через каждые 4—6 штабелей — по 6 м. Направление рядов следует устраивать с учетом удобства вывозки леса. Кроме того, для лучшего проветривания леса желательно ориентировать промежутки между штабелями по направлению господствующих ветров.

Штабели круглого леса помещают на подкладках из коротышей, уложенных через 1,5—2 м, причем воздушный прослой между землей и нижним рядом штабеля должен быть не менее 0,35 м.

Бревна кладут рядами, комлями в разные стороны, причем во влажных районах северной части СССР между рядами следует укладывать прокладки из тонкого кругляка $d = 8 - 15$ см.

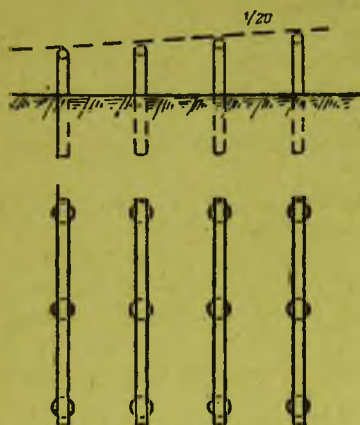
В сухих южных районах, во избежание резкого усыхания бревен, ряды укладывают вплотную, без промежутков.

Круглый лес укладывают в штабели обязательно очищенным от коры.

При хранении леса в жаркий летний период, во избежание неравномерного и резкого усыхания, торцы бревен рекомендуется окрашивать масляной краской, смесью смолы с мазутом или раствором из 1 части поваренной соли, 5 частей гашеной извести, 5 частей воды и 1% клея.

Штабели пиломатериала укладывают на специальных стеллажах, образованных из столбов с прогонами. Высота стеллажей для свободной циркуляции под ними воздуха

должна быть не менее 0,4 м. Стеллажам следует придавать наклон около $1/20$ к солнечной стороне для стока дождевой воды с досок и ускорения их высыхания (фиг. 575).



Фиг. 575. Стеллаж для хранения пиломатериала.

Пиломатериал укладывают ровными рядами с просветами между элементами в ряду 5—15 см, в зависимости от влажности леса. Между рядами помещают прокладки толщиной не менее 2,5 см. Брусья или доски, укладываемые в последовательных рядах, следует класть точно друг на друга, чтобы в вертикальном направлении в штабеле получились сквозные вентиляционные каналы на всю его высоту.

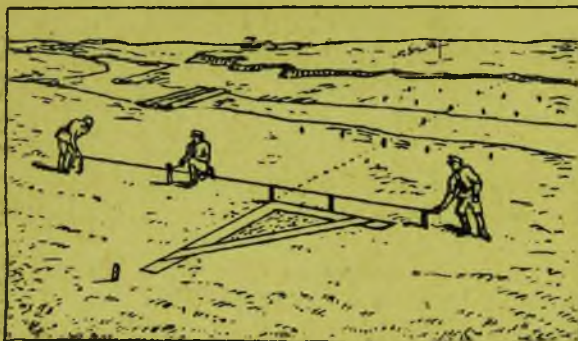
Доски следует укладывать заболонной стороной книзу, ядровой жеверху, чтобы в случае коробления попавшая на них вода могла стекать.

Сложенный штабель пиломатериала покрывают односкатной крышей из досок или пластин.

§ 77. Разбивка моста

Разбивка моста заключается в определении и фиксации на месте продольной оси моста и точного расположения осей опор и отдельных свай.

Разбивка простейших мостов через малые реки может быть произведена примитивным способом при помощи шаблона в виде прямоугольного треугольника из досок.

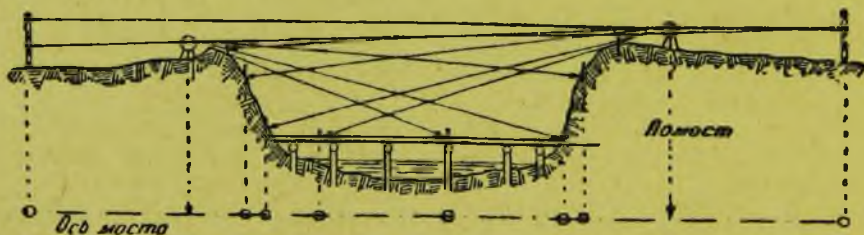


Фиг. 576. Разбивка осей поперечных рядов свай шаблоном.

Для разбивки моста намечают продольную ось моста путем вешения и забивки колышков на расстоянии 2—3 м друг от друга. На полученной таким образом продольной оси моста отмечают середину моста и отмеряют от нее положение опор моста; в полученных точках забивают колышки.

Далее, при помощи треугольного шаблона, производят разбивку поперечных рядов свай, отмечая положение каждой отдельной сваи (фиг. 576).

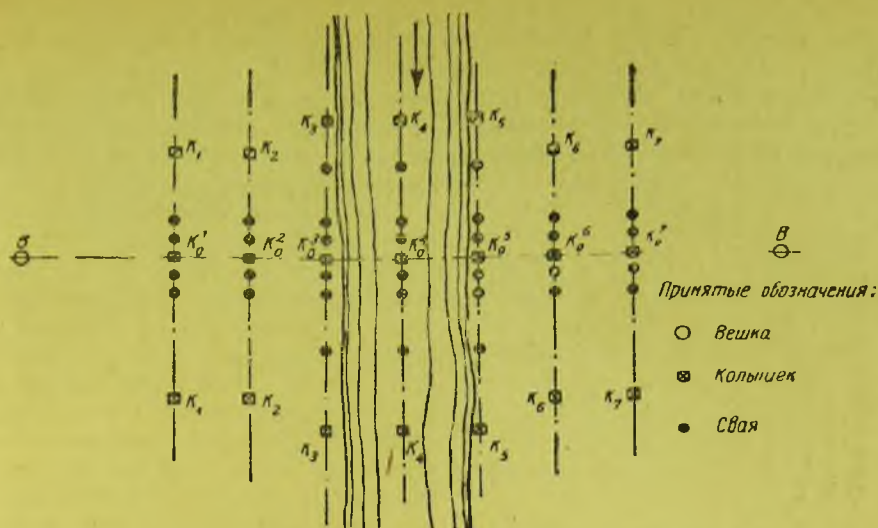
Продольную ось более крупных мостов разбивают при помощи угломерных инструментов. Для этого угломерный инструмент устанавливают в створе вех, после чего, визируя, забивают ряд колышков, а в колышки забивают по гвоздю. Натягивая по гвоздям шнур или проволоку, получают положение продольной оси моста.



Фиг. 577. Разбивка оси моста при крутых берегах.

Если берега крутые и нельзя найти такого места, чтобы в трубу инструмента была видна вся продольная ось моста, то приходится делать две и больше стоянки с инструментом (фиг. 577).

После того как продольная ось моста намечена, приступают к разбивке осей его опор. Для этого, вычислив расстояние осей опор от ближайшего пикета, отмеряют



Фиг. 578. Разбивка моста.

стальной лентой сначала расстояние до первой и последней опор, а затем намечают расположение осей всех промежуточных опор (фиг. 578). Для устранения ошибок и неточностей разбивки рекомендуется вести промеры для наметки положения промежуточных опор с двух сторон, от обеих крайних опор. После этого устанавливают угломерный инструмент последовательно в точках k_0 , фиксирующих положение поперечных осей опор, и, вращая трубу на 90° , забивают по ней колышки $k_1—k_1'$; $k_2—k_2'$ и т. д., обозначающие направление осей опор.

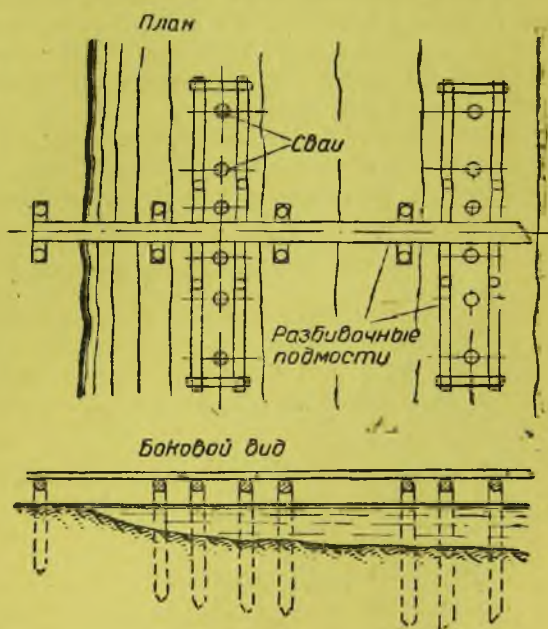
Затем по поперечной оси отмеряют от продольной оси расстояния до каждой из свай опоры и в полученных точках забивают колышки.

Если разбивку моста производят летом, то в речной части для разметки осей опор и свай приходится делать легкие подмости вдоль продольной оси моста и вокруг опор (фиг. 579).

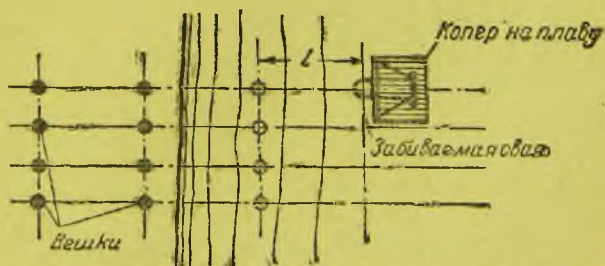
Подмости устраивают в виде легкого настила, опирающегося на забитые ручной бабой сваи с насадками. На этих подмостях и производят точную разбивку оси моста, поперечных осей опор и мест забивки свай.

При разбивке моста зимой работу производят на льду, что значительно удобнее и проще. На льду намечают продольную ось моста, поперечные оси опор и положения отдельных свай, вмораживая в лед колышки.

Разбивку свай для опор мостов на многоводных реках, когда исполь-



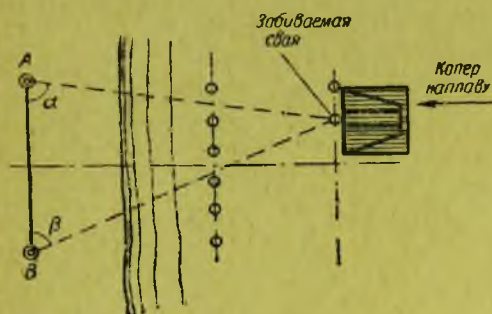
Фиг. 579. Схема подмостей для разбивки речных опор моста.



Фиг. 580. Разбивка свай визированием по вехам.

зуют копер наплаву, можно производить непосредственно в процессе бойки свай, путем визирования по вехам или засечкам.

По первому способу на берегу (или обоих берегах) устанавливают вехи, определяющие своим створом положение рядов свай (фиг. 580). Визируя по вехам и одновременно отмеряя и расстояние l от берега, или от ранее забитых рядов свай, устанавливают копер в необходимое положение.



Фиг. 581. Установка копра наплаву при помощи засечек с базиса.

По второму способу на берегу разбивают базис $A-B$ (фиг. 581), на концах которого в точках A и B устанавливают угломерные инструменты, визирные оси которых ориентируют по заранее вычисленным для каждой сваи направлениям (по углам α и β). После этого подвижками копра достигается попадание его на визирные оси обоих инструментов. Практически установка копра на месте пересечения двух визирных осей довольно затруднительна, особенно при значительном расстоянии места забивки свай от базиса. Поэтому более употребителен первый способ разбивки путем визирования по вехам.

Мосты, расположенные на кривой, разбивают по ломаной линии. Длина отдельных прямых участков моста должна быть при этом кратна длине его пролетов.

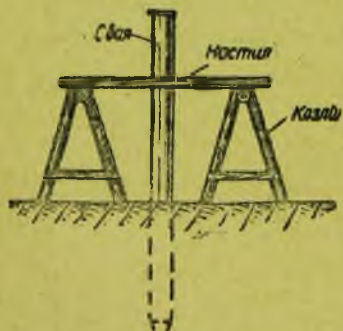
Для получения достаточной точности промеров при назначении высоты различных частей моста следует устанавливать на берегу репер, связанный нивелировкой с продольным профилем дороги.

Всю разметку моста следует производить возможно более тщательно, проверяя несколько раз правильность разбивки, так как впоследствии исправление ошибок и неточностей, допущенных при разбивке моста, может оказаться чрезвычайно затруднительным.

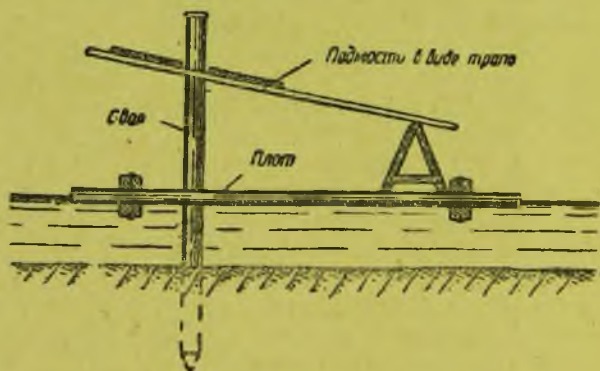
§ 78. Постройка деревянных мостов простейших систем

Постройка деревянного моста начинается с возведения его опор. Наиболее употребительным типом опор деревянных мостов являются свайные опоры.

Забивка свай при постройке деревянных мостов производится механическими путем при помощи копров или свайных молотов, или же более примитивным ручным способом.



Фиг. 582. Простейшие подмости для ручной бойки свай.

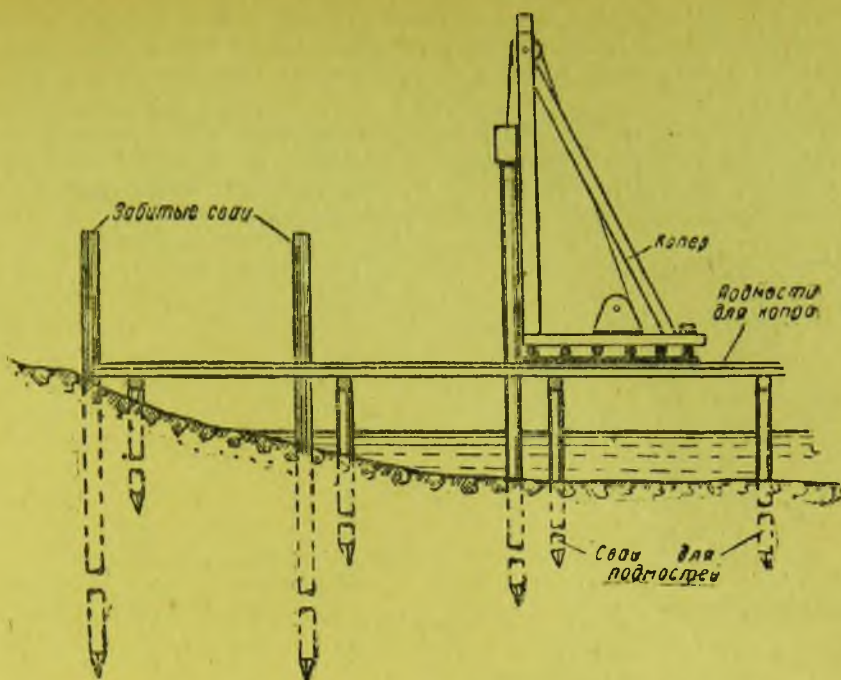


Фиг. 583. Ручная бойка свай с плота.

Забивку свай ручной бабой производят только при постройке примитивных мостов или легких подмостей. Если сваю забивают на сухом месте, то сначала выкапывают яму глубиной около 1 м, устанавливают в нее по отвесу сваю и производят засыпку земли с плотной утрамбовкой.

Бойка свай ручной бабой производится с легких подмостей.

Простейшие подмости для ручной бойки свай могут быть устроены на козлах (фиг. 582), бочках, ящиках и пр. Если сваю нужно забить в воду, то при небольшой



Фиг. 584. Схема подмостей для бойки свай.

глубине воды для бойки можно устраивать подмости на козлах, при глубокой же воде бойку свай ведут с лодок или плотов (фиг. 583).

Для ручной бойки свай часто используют подмости в виде трапа, одним концом опирающегося на забиваемую сваю (например, на лом, пропущенный через отверстие, просверленное в свае), другим — на козлы или непосредственно на грунт.

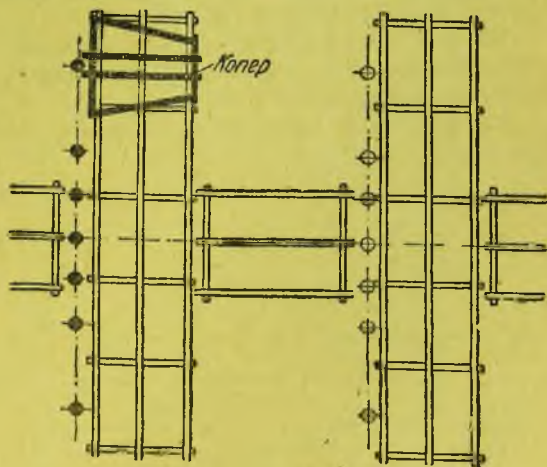
Механическую бойку свай производят при помощи копров, устанавливаемых на специальных подмостях или наплаву.

Подмости устраивают на сваях, забитых вручную с плотов, лодок или же при помощи копров наплаву. Подмости образуют помост для установки и передвижения копра (фиг. 584 и 585). Размеры подмостей в плане должны давать возможность подвижки копра к каждой из забиваемых свай.

Забивку свай обычно производят машинными копрами, копрами с паровыми бабами или же свайными молотами¹. Забивка свай ручными копрами в настоящее время почти вышла из употребления.

Для ускорения бойки свай большое значение имеет удобство передвижения копра из одного рабочего положения в другое. Передвижку копра по подмостям производят при помощи подложенных под раму копра деревянных катков (см. фиг. 584), или же по рельсам (фиг. 586).

Значительное ускорение бойки свай может быть достигнуто применением батарейных копров, позволяющих одновременно забивать две (или более) сваи.

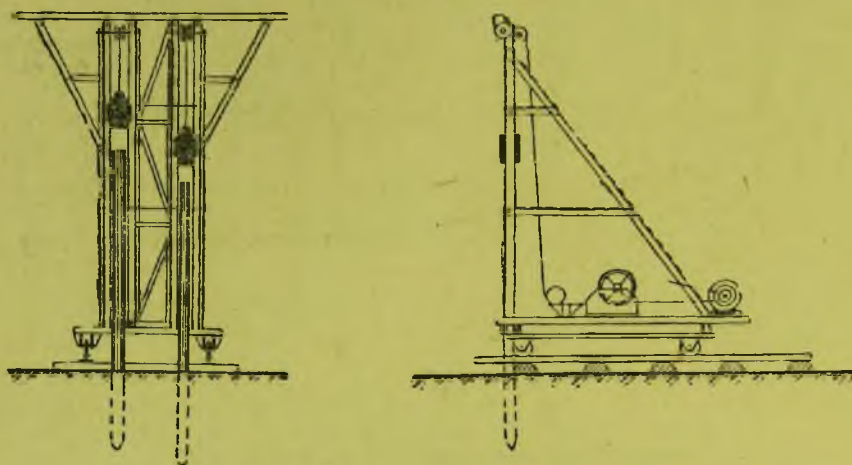


Фиг. 585. План подмостей для бойки свайных опор деревянного моста.

¹ Подробное описание свайных работ дается в курсах строительного производства и оснований и фундаментов.

На фиг. 586 представлена схема батарейного копра для забивки двух свай, представляющего как бы два спаренных копра, обслуживаемые одной двухбарабанной лебедкой. Для удобства перемещения копер устроен на колесном ходу, перемещаемому по рельсовому пути.

Для забивки свай в опорах моста удобно применять несколько копров так, чтобы не требовалось их перемещения поперек оси моста, а движение происходило бы по рельсовым путям, уложенным параллельно продольной оси моста (фиг. 587); при этом рельсы для смежных копровых путей могут быть общими.



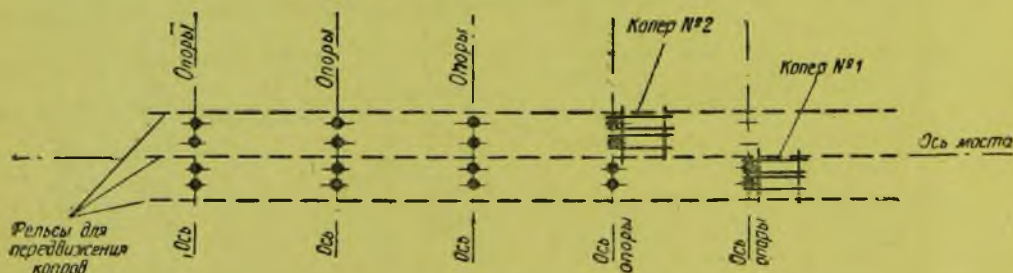
Фиг. 586. Схема батарейного копра, перемещаемого по рельсовому пути.

Забивку наклонных свай удобно производить копрами с поворачивающимися стрелами, вращающимися вокруг оси, расположенной в верхней части стрел.

На многоводных реках для забивки свай можно применять копры, установленные на плоту, баржах или понтонах.

На фиг. 588 представлен легкий копер, установленный на плоту. Для придания плоту большей подъемной силы под него могут быть подведены полые цистерны, надежно прикрепленные к плоту.

На фиг. 589 представлен моторный копер, установленный на плоту, усиленном цистернами.



Фиг. 587. Схема забивки свай двумя батарейными копрами.

Копры наплаву перемещаются и закрепляются в рабочем положении канатами или тросами, прикрепленными к забрасываемым в реку якорям.

При каменистом грунте, не допускающем забивки свай, опоры простейших мостов устраивают на стульях или лежнях. Для этого роют ямы глубиной не менее глубины промерзания (1,5—2 м). Дно ямы планируют и, если нужно, уплотняют втрамбовыванием щебня в грунт.

Стойки опор устанавливают на постелистые камни или деревянные осмоленные лежни, укладываемые на дне ямы. Нижние концы стоек также следует осмолить или во всяком случае обложить мягкой глиной или соломой. После установки стоек и

выверки правильности их положения яму засыпают землей, причем нижнюю часть ее желательно заполнять мелким камнем или гравием. При засыпке грунт следует хорошо утрамбовывать.

По окончании забивки свай каждого поперечного ряда опоры положение их выправляют при помощи распорок с клиньями или же оттягиванием тросом за головы (фиг. 590).

Головы свай нужно срезать на одном уровне, с запасом в 2—3 см на осадку свай. На головах свай устраивают шипы для укрепления на них насадок. Гнезда в насадках должны быть пригнаны к шипам соответствующих свай; для этого разметку каждой насадки следует делать отдельно, применительно к шипам того ряда свай, на которые насадка будет надета.

Значительное упрощение установки насадки достигается при укреплении ее на сваях при помощи металлических штырей, забиваемых в головы свай через насадку.

При большой высоте опор над уровнем земли или над меженным горизонтом сваи наращивают стойками.

После установки насадки устанавливают укосины и горизонтальные и диагональные схватки, связывающие сваи. Схватки прирубают к сваям на месте, сообразно с толщиной и относительным положением отдельных свай. При установке схваток врубки их в сваи следует делать так, чтобы схватки не висели на одних только болтах, а опирались на сваи.

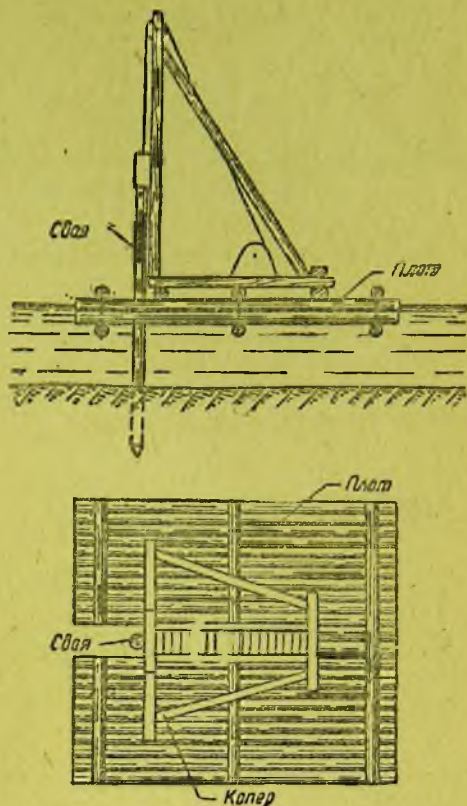
Вслед за опорами производится сборка пролетных строений (прогонов, подкосных ферм) моста.

Для сборки пролетных строений балочных мостов устраивают рабочий настил, прикрепляемый к забитым коренным сваям опор (фиг. 591) или же устраиваемый на козлах, установленных на подмостях, служивших ранее для копра (фиг. 592).

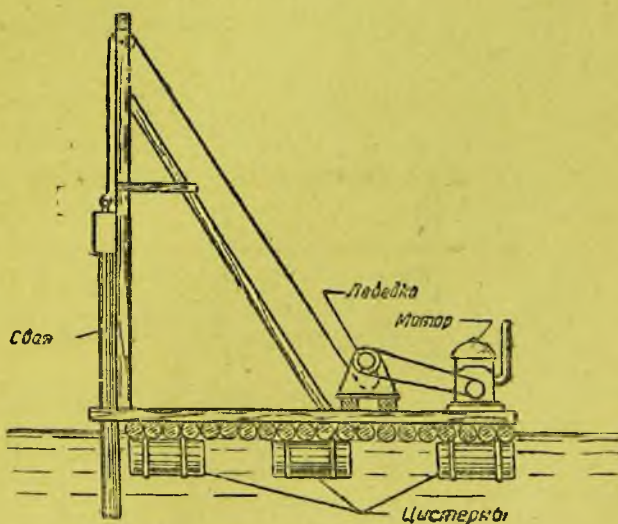
Подмости для сборки подкосных мостов обычно устраивают с двумя настилами: нижний служит для сборки узлов в местах сопряжения подкосов со сваями, верхний — для сборки верхних узлов, подкосов и укладки прогонов (фиг. 593).

Наиболее удобное время постройки деревянных мостов — зимнее. В этом случае бойку свай, сборку пролетных строений, доставку материалов можно производить непосредственно со льда.

На фиг. 594 представлена схема бойки свайных опор моста копром со льда; здесь показаны также вешки и колышки, вмороженные в лед и служащие для раз-



Фиг. 588. Легкий копер на плоту.



Фиг. 589. Моторный копер, установленный на плоту, усиленном цистернами.

бивки моста. Сборка балочного моста при помощи рабочего настила, устроенного на козлах, установленных на льду, представлена на фиг. 595. Благодаря значитель-

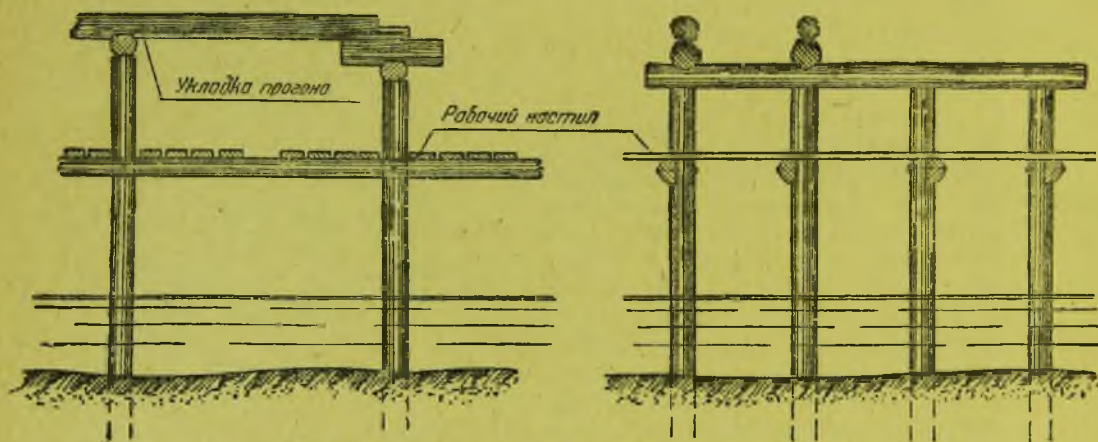


Фиг. 590. Выправление отклонившихся свай.

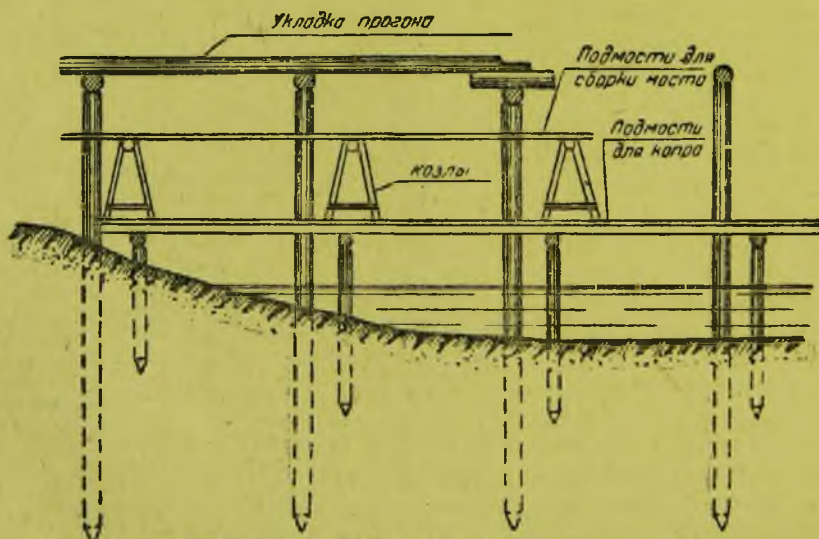
ному упрощению и облегчению разбивки, устройства опор и сборки пролетных строений постройка деревянных мостов в зимнее время со льда требует меньше затрат, чем в летнее время.

При сборке деревянных мостов из непропитанного антисептиками леса все врубки и соприкасающиеся поверхности элементов конструкции следует промазывать горячей древесной смолой или другим противогнильным составом; открытые торцы частей моста полезно побелить известью.

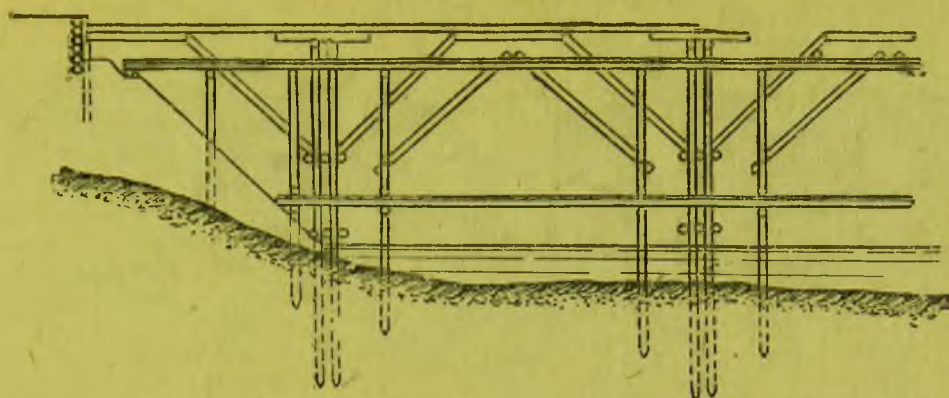
Все части моста, подлежащие засыпке землей, для предохранения от загнивания должны быть покрыты горячей древесной смолой (два раза). Сваи следует покрывать смолой до уровня высоких вод.



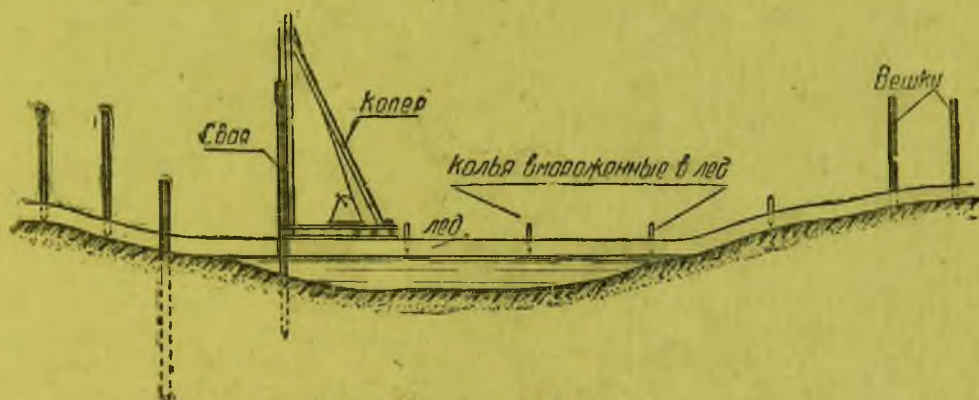
Фиг. 591. Рабочий настил для сборки балочного моста.



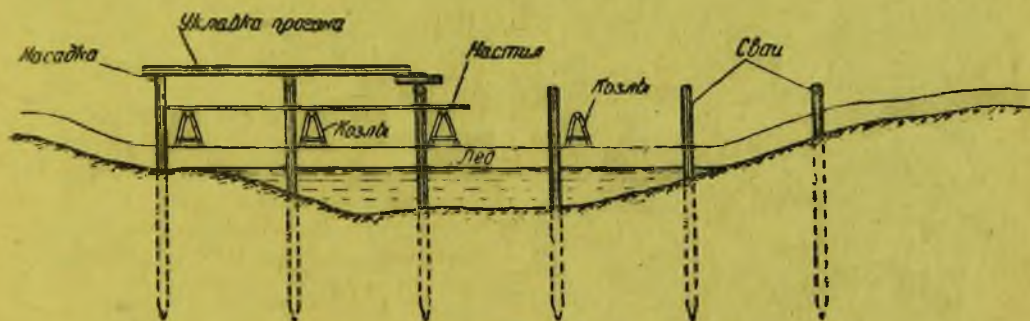
фиг. 592. Рабочие подмости для сборки балочного моста.



Фиг. 593. Рабочие подмости для сборки ригельно-подкосного моста.



Фиг. 594. Бойка свай со льда.

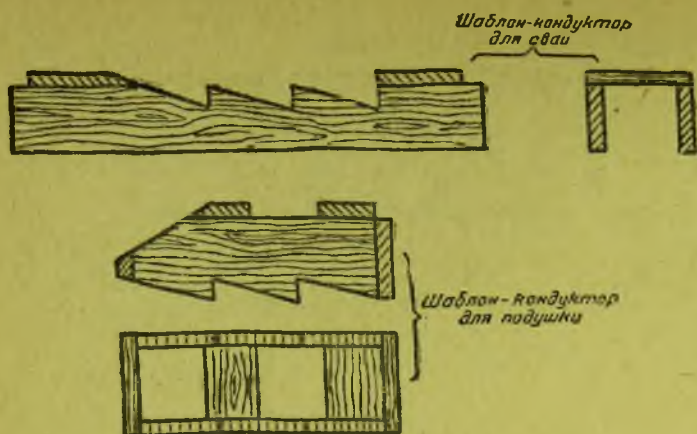


Фиг. 595. Сборка балочного моста со льда.

Обработка лесного материала

Качество врубок и сопряжений, точность пригонки частей и аккуратность обработки элементов существенно влияют на дальнейшую работу моста под нагрузкой. Чем лучше выполнены сопряжения конструкции, тем надежнее ее работа и тем меньше будут деформации моста под нагрузкой.

При постройке мостов простейших систем наиболее часто пользуются обычными кустарными методами. Для уменьшения трудоемкости отдельных процессов, улучшения качества работ и их удешевления следует применять механизированные методы обработки дерева.



Фиг. 596. Шаблоны-кондукторы для обработки свай и зубчатой подушки.

При кустарном способе обработки леса врубки и сопряжения выполняют обычными плотничными приемами, причем основную работу производят на берегу, а окончательно отделяют и пригоняют врубки при укладке элементов на место.

При большом числе одинаковых сопряжений или врубок для ускорения и облегчения точного их выполнения можно пользоваться шаблонами-кондукторами системы Дорфа (фиг. 596).

Шаблоны-кондукторы изготовляют из досок толщиной от 2,5 до 3 см; вырезы в шаблоне делают точно по проекту. Шаблон надевают на подлежащий обработке элемент, устанавливают точно в необходимое по проекту положение и закрепляют.

Проверив правильность установки шаблона-кондуктора, приступают к обработке врубки. Делают пропилы, перпендикулярные оси обрабатываемого бревна $a-b$; $c-d$; $e-f$; $n-m$ (фиг. 597), следя за тем, чтобы пила точно следовала шаблону.

Затем делают наклонную подрубку частей бревна, выступающих из шаблона, до тех пор, пока обрабатываемые наклонные плоскости бревна не совпадут в точности с соответствующими направляющими шаблона. Правильность подрубки проверяют линейкой AB .

При пользовании шаблоном рубку нужно производить начисто, без оставления запасов на пригонку.

Пример устройства шаблона-кондуктора для обработки подкоса приведен на фиг. 598. Шаблон этот состоит из трех досок с пропилами по направлениям $a-b$ и $c-d$, соответствующим плоскостям примыкания подкоса. Обработка торца подкоса производится двумя пропилами по указанным направлениям.

Применение шаблонов-кондукторов дает более точную и быструю обработку дерева, повышая на 15—20% производительность работ при обработке сопряжений и врубок.

Из механического инструмента, используемого для обработки дерева при постройке деревянных мостов, находят применение преимущественно электроинструменты: электропилы, электрорубанки, электродолбежники, электросверла.

Электропилы могут быть дисковые и ленточные. Более удобны при постройке мостов дисковые электропилы (фиг. 599): их производительность превышает в 7—10 раз производительность простой ручной пилы.

Для строжки брусев, досок и лежней может быть применен электрорубанок (фиг. 600). Строжка производится укрепленными на валике быстро вращающимися ножами.

Электродолбежник используют для выработки гнезд и пазов в деревянных элементах. Режущей частью электродолбежника служит бесконечная фрезерная цепь.

Электросверло (фиг. 601) для удобства работы и правильности направления сверления отверстий большой глубины снабжается направляющими стойками с пружинами, облегчающими возврат сверлильного аппарата в исходное положение.

При большом объеме работ изготовление элементов мостов целесообразно производить централизованно, на строительных дворах или базах. Обработка элементов на базах должна быть максимально механизирована, причем организация работ на базе должна быть построена по конвейерному методу.

Конвейерный метод при заготовке элементов деревянных мостов можно применять в двух вариантах: 1) когда изготавливаемая часть остается на месте, а специализированные бригады по очереди работают над ней, 2) когда изготавливаемая часть перемещается по базе и последовательно подвергается необходимой обработке.

Сопряжение моста с берегами

Насыпь в пределах деревянных опор моста и ближайшей примыкающей к ним части должна быть возведена особенно тщательно с утрамбовкой слоев для уменьшения последующих осадок.

Уклоны конусов назначают в зависимости от высоты насыпи, способа укрепления поверхностей конуса и уровня расчетного горизонта высоких вод.

Для одернованных неподтопляемых откосов при высоте насыпи до 6 м принимают уклон 1:1,5; при высоте насыпи от 6 до 12 м верхнюю часть высотой 6 м делают с уклоном 1:1,5, нижнюю же — с уклоном 1:1,75.

Для мощных откосов при высоте насыпи до 3 м принимают уклон 1:1; при высоте до 6 м — уклон 1:1,25. При высоте насыпи от 6 до 12 м нижнюю часть до уровня на 25 см выше расчетного горизонта высоких вод делают с уклоном 1:1,5, верхнюю же часть — с уклоном 1:1,25.

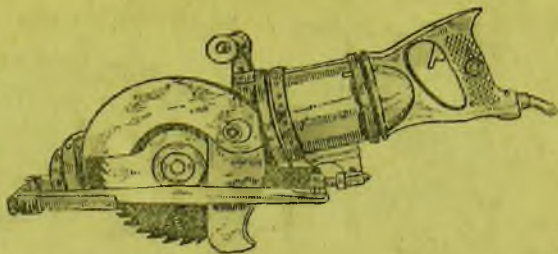
Откосы конусов у путепроводов при укреплении мощением при высоте насыпи до 8,5 м принимают 1:1, при высоте от 8,5 до 12 м — 1:1,25.

Откосы конусов укрепляют в зависимости от скорости течения воды и силы ледохода сплошной одерновкой, одиночной или двойной мостовой, плетневыми клетками с заполнением камнем, фашинами или тюфяками. Укрепление откосов нужно выводить выше подпороного горизонта воды не менее чем на 0,5 м.

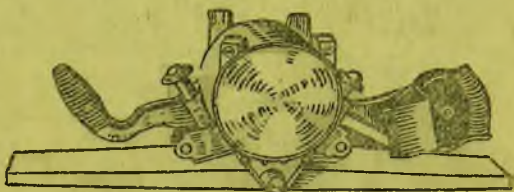
Булыжную мостовую кладут на слое песка или щебня толщиной 10—15 см.

Для предотвращения подмыва нижней подводной части конусов их следует укреплять каменной наброской или фашинными тюфяками.

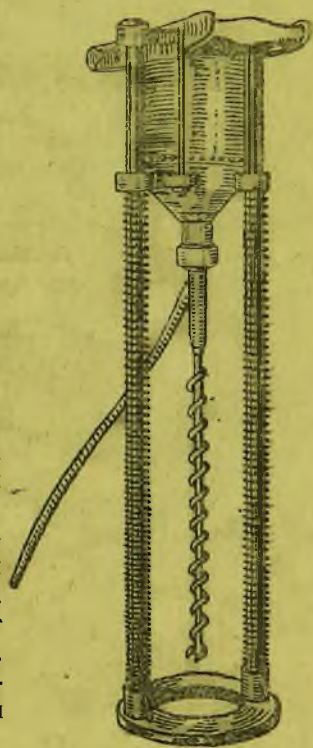
При отсыпке конусов на берегах с естественным уклоном круче 1:8 поверхность грунта следует предварительно обрабатывать уступами.



Фиг. 599. Дисковая электропила.



Фиг. 600. Электрорубанок.

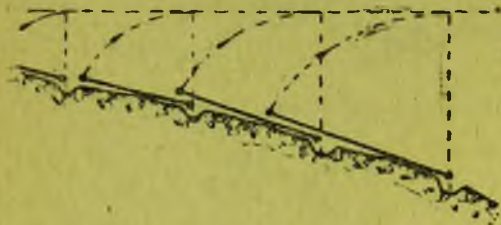


Фиг. 601. Электросверло.

Мостовую при укреплении русла лога в малом искусственном сооружении следует делать на протяжении не менее длины подошвы конусов.

Постройка рамных опор

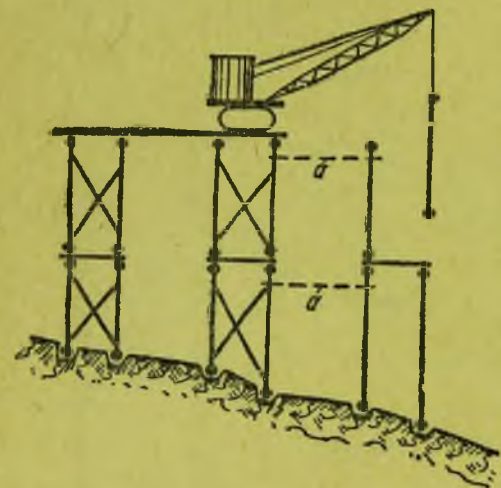
Постройку деревянных рамных опор можно производить различными способами в зависимости от типа опор, местных условий и имеющегося механического оборудования. При устройстве мостов с одноярусными рамными опорами на суходолах установка рам осуществляется наиболее просто. Рамы могут быть собраны непосредственно на земле, в лежачем положении (фиг. 602) и затем повернуты в вертикальное положение. Рамы поднимают полиспастом, лебедками и другими приспособлениями, причем подъемку первых рам можно производить при помощи мачты или другими способами. Поднятые в вертикальное положение рамы для устойчивости связывают друг с другом схватками.



Фиг. 602. Установка рамных опор путем поворота.

Одноярусные рамные опоры можно также устанавливать копрами или кранами; при многоярусных опорах наиболее удобно пользоваться кранами.

На фиг. 603 представлена схема сборки краном деревянного моста с многоярусными рамными опорами. Кран собирает впереди себя конструкцию и постепенно продвигается вперед по собранной части. Для закрепления в процессе сборки установленных рам ставят временные схватки a .



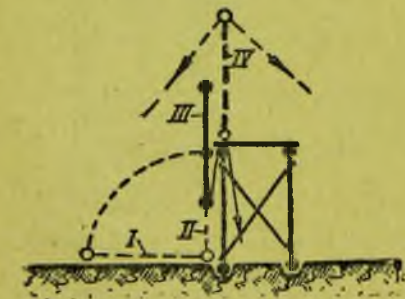
Фиг. 603. Сборка деревянного моста на рамных опорах при помощи крана.

Многоярусные рамные опоры можно возводить и при отсутствии кранового оборудования. В этом случае рамы первого яруса могут быть подняты путем поворота, рамы же верхних ярусов — подтягиванием их на установленные нижние рамы при помощи тросов. Устойчивость поднимаемой таким образом рамы достигается ее расчалкой. Схема подъема рамы указанным способом представлена на фиг. 604 (I, II, III и IV—последовательные стадии подъема рамы).

При постройке рамных опор на свайном основании, устраиваемых на водотоках, работы удобнее всего производить со льда. В этом случае рамы доставляют к месту установки по льду и поднимают краном.

При производстве работ в летнее время удобно пользоваться кранами или копрами, устанавливаемыми наплаву.

При постройке опор, имеющих в верхней части продольные рамы, их можно подвозить в готовом виде к свайному основанию и устанавливать на место путем вращения. Для подъема первой рамы можно использовать специально прикрепленный к ней выступ A (фиг. 605).



Фиг. 604. Схема возведения многоярусной рамной опоры.

Постройка ряжевых опор

Изготовление, сборку и установку ряжей на место можно производить как в летнее, так и в зимнее время.

Летом для сборки ряжа выбирают удобное место на берегу, имеющее пологий спуск к воде. Спланировав выбранное место, укладывают ряд лежней и начинают

затем сборку ряжа, подложив между первым венцом и лежащими бревна, служащие в дальнейшем катками для спуска ряжа в воду.

Ряж рекомендуется собирать на берегу до полной высоты — для пригонки угловых врубок; после этого верхнюю часть ряжа разбирают до высоты h (фиг. 606). Затем производят спуск ряжа в воду при помощи лежней и катков. Спущенный на воду ряж погружается в воду на 0,70 — 0,80 высоты h .

Если глубина воды на месте спуска ряжа h_0 , то очевидно, чтобы ряж при спуске в воду не сел на мель, необходимо соблюдение условия:

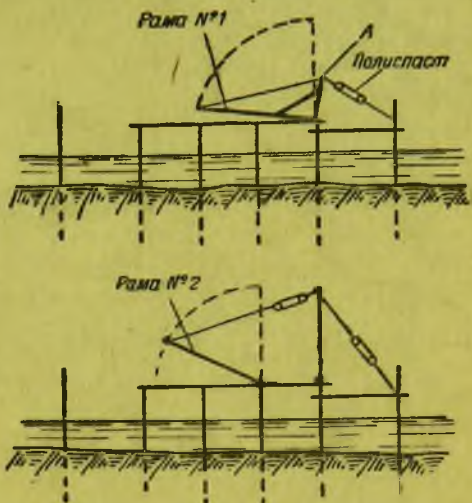
$$h_0 \geq 0,8h.$$

Поэтому высота ряжа для спуска в воду:

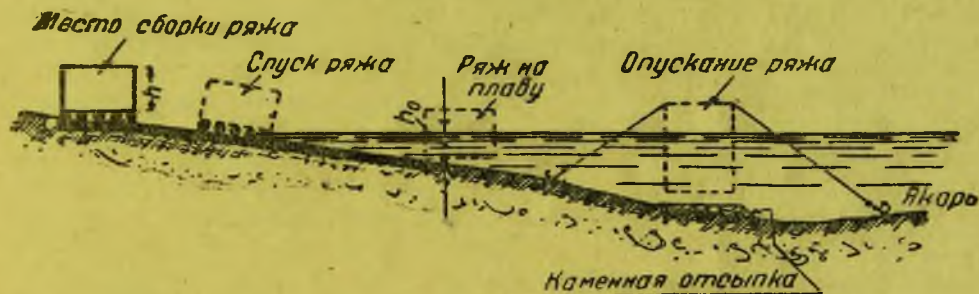
$$h \leq 1,25h_0.$$

В случае отсутствия на берегу удобного места сборку ряжа производят на специальных подмостях, устроенных у берега (фиг. 607). Для облегчения спуска ряжа на воду подмостям следует придавать уклон 2 — 4‰ в сторону реки. Ряж наплаву отводят к месту установки, где закрепляют якорем. Если дно реки скалистое или каменистое, то место установки ряжа должно быть предварительно спланировано путем разработки дна или устройства каменной отсыпки. Особенно это необходимо, если дно имеет неровности или значительный уклон.

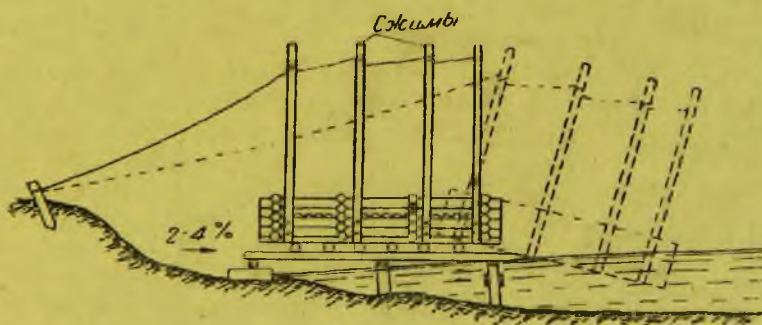
Опускание ряжа лучше всего вести, наращивая его верхними венцами. Во время погружения ряжа необходимо следить за правильностью его посадки. В случае неправильной посадки ряж может быть снова приподнят; для этого снимают несколько верхних венцов. После посадки ряжа на место и тщательной проверки правильности его положения можно приступить к загрузке его камнем.



Фиг. 605. Схемы установки продольных рам на свайное основание.



Фиг. 606. Схема спуска ряжа и установки его на место.

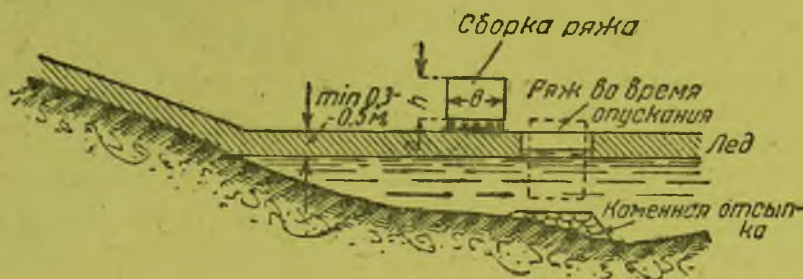


Фиг. 607. Рубка ряжа на подмостях.

Если по каким-либо причинам загрузку камнем нужно начать, пока ряж еще не сел на дно и находится наплаву, то это необходимо производить осторожно, следя за равномерным распределением камня по всем ячейкам ряжа. При этом нужно вести постоянное наблюдение за правильностью посадки ряжа, учитывая, что каменная загрузка ряжа не позволит поднять его снова в случае каких-либо неправильностей в его установке.

Объем камня составляет около 85—95% внутреннего объема всех ячеек ряжа. Каменное заполнение рекомендуется делать до уровня высоких вод и во всяком случае не ниже горизонта самого высокого ледохода.

В случае возможности подмыва дна у ряжа необходимо вокруг него делать каменную наброску высотой 1—1,5 м.



Фиг. 608. Схема опускания ряжа со льда.

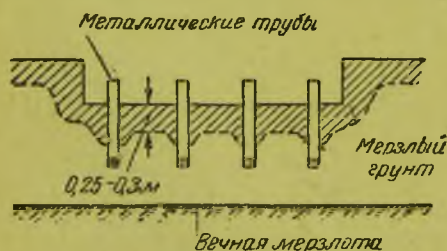
Наиболее удобна постройка ряжей зимой, когда опускание их можно производить со льда. Сборку ряжа на льду можно безопасно производить при толщине льда не менее 0,3—0,5 м. Над местом установки ряжа делают тогда прорубь (фиг. 608), около которой производят сборку ряжа. Одновременно производят планировку дна. Собранный на некоторую высоту h ряж спускают в прорубь по каткам и лежням. Дальнейшее опускание ряжа производится тем же способом, как и в летнее время. Высота ряжа определяется удобством его спуска и обычно не превышает $0,8b$, где b — ширина ряжа понизу.

Если дно реки не требует планировки, то рубку ряжа можно производить на льду, непосредственно над местом его постановки на дно. В этом случае спуск ряжа производят путем прорубки вокруг него прорубей в виде борозд с перемычками в 1—1,5 м. Перемычки одновременно перерубают и ряж погружается в воду вместе с находящимся под ним слоем льда. Лед постепенно тает или, в случае возможности, его выталкивают из-под ряжа.

При опускании ряжей со льда облегчается правильная их посадка на дно, а также подвозка лесного материала и камня для сборки и загрузки ряжей.

§ 79. Особенности производства работ при постройке опор мостов и труб в условиях вечной мерзлоты

Вследствие большой крепости замерзших грунтов и, в то же время, большой их влажности в талом состоянии постройка опор мостов и труб в условиях вечной мерзлоты сопряжена с большими трудностями.



Фиг. 609. Разработка котлована способом вымораживания.

Рытье котлованов следует начинать осенью, когда верхний слой земли замерзает (в талом грунте рытье невозможно из-за большого притока воды). При этом обычно применяют способ вымораживания, заключающийся в том, что постепенно удаляют небольшие слои грунта, оставляя все время нетронутой мерзлую корку толщиной 25—30 см. Для ускорения промерзания грунта рекомендуется забивать в дно металлические трубы, закрытые снизу пробками (фиг. 609). При этом надо постоянно следить за тем, чтобы вода не прорвалась через дно или стенки котлована.

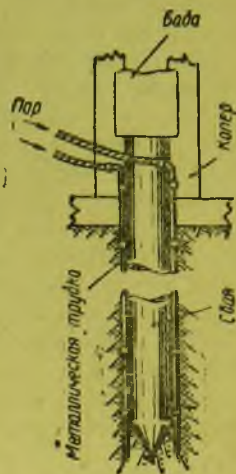
Разработку больших котлованов для облегчения борьбы с грунтовыми водами следует производить постепенно, отдельными секциями размером около $1,5 \times 2$ м; вечно мерзлый грунт обычно разрабатывают слоями, производя оттаивание грунта при помощи костров.

Для забивки свай в вечную мерзлоту существуют два способа. Более примитивный из них заключается в том, что в грунт сначала забивают металлическую обсадную трубу, внутрь которой опускают нагретые куски металла (гири, куски рельсов и пр.). После того как грунт растает, его удаляют из трубы. Когда обсадная труба дойдет до требуемой глубины, ее вытаскивают. Полученную дыру засыпают песком и затем уже забивают сваю.

Более совершенный способ забивки свай состоит в применении паровых игл. Паровой иглой называется металлическая трубка диаметром 15—25 мм, оканчивающаяся острым наконечником с отверстием. Трубка соединяется шлангами с паровым котлом. Пар из котла под давлением 4—6 ат., попадая через иглу в грунт, быстро превращает находящийся в нем лед в талое состояние. За короткий промежуток времени оттаивает столб грунта, достаточный для возможности забивки в него сваи.

Наиболее целесообразно прикрепление паровой иглы непосредственно к забиваемой свае (фиг. 610). В этом случае свая под легкими ударами бабы свободно погружается в грунт.

Применение паровой иглы имеет еще то достоинство, что образовавшаяся вода впоследствии замерзает и крепко связывает сваю с вечной мерзлотой. Для более полного смерзания с грунтом сваи следует нагружать только спустя несколько месяцев после их забивки. Лучше всего дать им выстояться в течение всей зимы.



Фиг. 610. Забивка свай паровой иглой.

§ 80. Изготовление и сборка пролетных строений с решетчатыми фермами

Изготовление сквозных пролетных строений можно производить или непосредственно около места постройки моста, или же на специальных заводах, оборудованных для массового изготовления деревянных пролетных строений.

В настоящее время наиболее часто приходится встречаться с изготовлением пролетных строений на месте постройки.

Изготовление ферм заключается в обработке отдельных их элементов, их взаимной пригонке и подготовке для установки на место в конструкцию.

Для изготовления элементов сквозных ферм пользуются специальными шаблонами. Шаблоны для поясов и элементов решетчатой фермы обычно делают из сухих сосновых досок толщиной около 2,5 см, вырезанных в точном соответствии с проектными размерами элементов ферм. Шаблоны для подушек рекомендуется изготавливать из клееной фанеры или кровельного железа.

На шаблонах проставляют тот же номер, что и в спецификации и рабочих чертежах, причем отмечают также длину части, размеры ее поперечного сечения и число левых и правых частей.

При изготовлении шаблонов должна быть учтена необходимость придания фермам строительного подъема; если величина его не указана в проекте, то подъем делают в $\frac{1}{300}$ пролета.

Поясам в связи со строительным подъемом обычно придают очертание по кругу или параболической кривой путем выгибания элементов поясов тяжами, клиньями или домкратными.

Для удобства разметки и пригонки элементов сквозных ферм при их изготовлении обычно устраивают платформу (желательно крытую навесом) с гладким, прочным настилом из сухих досок толщиной 5—7 см. На этой платформе расчерчивают в натуральную величину ферму с учетом необходимого строительного подъема. Изготовленные по шаблонам элементы поясов укладывают нитка в нитку согласно эюре на платформу, с одновременной приторцовкой и остружкой. По собранным таким образом поясам делают разбивку накладок, шпонок, болтов, подушек и затем производят выборку гнезд.

После окончания обработки поясов укладывают и пригоняют элементы решетки.

При устройстве стыков, перекрытых металлическими шпоночными накладками, необходимо обращать особое внимание на точную пригонку шпонок. Дыры для болтов должны иметь такой диаметр, чтобы болты входили в них туго. При сверлении дыр необходимо следить за правильностью положения сверла и не допускать перекосов.

В случае применения в фермах круглых металлических тяжей концы их перед нарезкой следует осаживать в горячем состоянии до такого диаметра, чтобы после нарезки ослабленная площадь была не менее основного сечения тяжа. Тяжи должны быть снабжены гайками и контргайками.

Сборку пролетных строений из изготовленных частей можно вести сразу на месте установки, на рабочих подмостях, или же сначала произвести предварительную сборку конструкции в стороне, с последующей окончательной сборкой на месте.

В случае сборки пролетных строений непосредственно на месте в пролетах должны быть устроены прочные и жесткие рабочие подмости, приспособленные для непосредственной сборки пролетных строений моста и подачи к месту сборки отдельных элементов и деталей. Удобно производить сборку конструкции в зимнее время. Затруднения могут вызвать лишь сильные морозы, ветры или снегопад, так как при этих условиях трудно добиться тщательности и точности сборочных работ. Нежелательно также производить сборку пролетных строений в сырую погоду.



Фиг. 611. Сборочная клетка.

Сборку ферм на подмостях обычно производят сразу в вертикальном положении. Для этого на настиле подмостей сначала производят разбивку продольной и поперечной осей пролетного строения и осей главных ферм.

Сборку ферм начинают с нижних поясов, укладываемых на стеллажах или клетках из брусьев с клиньями (фиг. 611), дающими возможность придать поясам необходимое очертание в вертикальной плоскости с учетом строительного подъема.

После проверки правильности расположения нижних поясов как в профиле, так и в плане, устанавливают элементы нижних связей. Затем переходят к постановке узловых подушек и раскосов.

При постановке подушек должно быть обращено внимание на точную пригонку их к врубкам в поясах.

Для сборки верхних поясов в подмостях устраивают второй ярус рабочего настила со стеллажом или клетками; верхний настил нужно устраивать так, чтобы не мешать заводке раскосов при их установке.

После сборки верхних поясов ставят верхние связи и тяжи главных ферм.

При необходимости обеспечения особо точного очертания верхнего пояса по кривой строительного подъема (например, при езде поверху) установку раскосов можно производить после выкладки и тщательной выверки как нижних, так и верхних поясов. В этом случае раскосы устанавливают путем заводки их на место сбоку.

После проверки правильности установки и пригонки всех элементов ферм производят натяжение тяжей последовательно от концов пролетного строения к середине пролета.

Нарезки тяжей и болтов до и после навинчивания гаек нужно смазать салом, машинным маслом или другим смазочным материалом.

При заколачивании болтов рекомендуется смазывать их салом.

Схема конструкции подмостей балочной системы для сборки на месте пролетного строения системы Гау представлена на фиг. 612. На схеме видны два яруса рабочих

настилов для сборки нижнего и верхнего поясов. Для удобства работы плотников каждый настил устроен приблизительно на 1 м ниже соответствующего пояса.

Конструкция подмостей для сборки пролетного строения системы Лангера представлена на фиг. 613 (см. вклейку). Нижний ярус подмостей имеет ригельно-подкосную систему, верхний ярус, предназначенный для сборки арочного пояса, треугольно-подкосную систему.

В случае предварительной сборки ферм в стороне, вблизи моста, на ровном сухом месте, с которого удобно произвести дальнейшую доставку конструкции на место окончательной установки, устраивают сборочную площадку.

Предварительную сборку ферм на сборочной площадке можно производить в вертикальном или в горизонтальном положении.

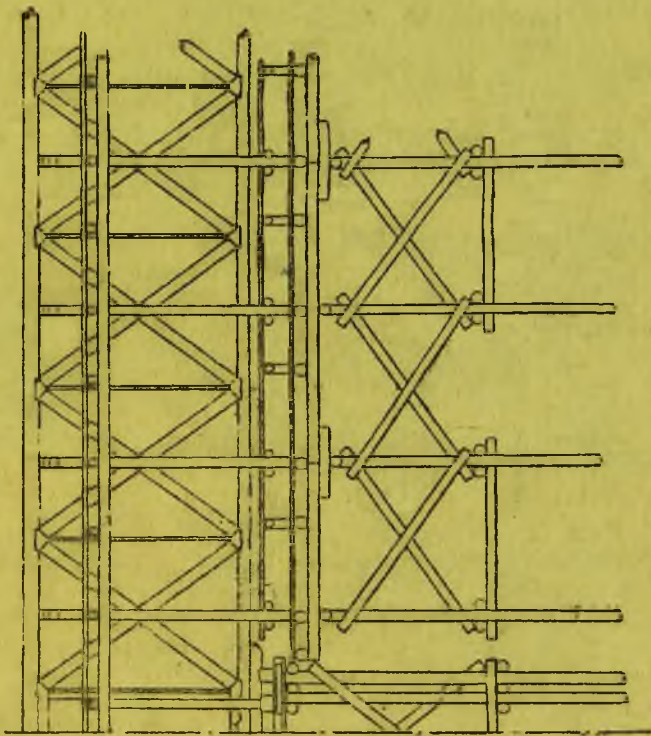
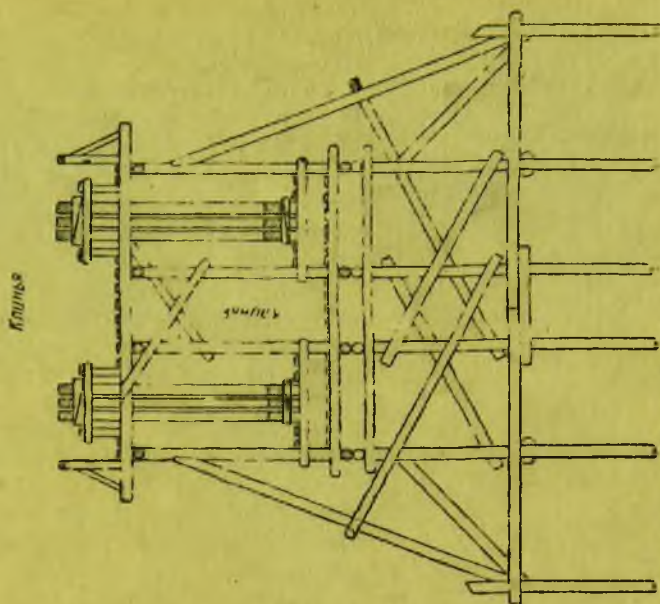
Собранное пролетное строение устанавливают на место путем его подвижки в целом виде по отдельным фермам, или же собранную и пригнанную конструкцию разбирают по элементам и затем уже окончательно собирают на подмостях, устроенных в перекрываемом пролете.

Подача элементов конструкции к месту сборки пролетного строения может быть произведена различными способами. Подачу элементов в горизонтальном направлении (в одном уровне) обычно производят вагонетками или тележками,двигающимися по специально устроенному узкоколейному рельсовому пути. При малых расстояниях подачу элементов производят вручную.

Для вертикальной подъёмки элементов на подмости пользуются краном-укосиной (фиг. 614) или другими подъёмными приспособлениями.

Для ускорения и облегчения сборки тяжелых деревянных мостовых конструкций целесообразно применение сборочных кранов. Наиболее удобны копровые или порталные краны.

Схема сборки деревянного пролетного строения копровым краном представлена на фиг. 615. Копровый кран помещают на катках между главными фермами пролетного



Фиг. 612, Подмости для сборки пролетного строения системы Гая.

строения. Сборку ферм производят при помощи имеющихся у крана консолей. Кран передвигают вручную или специальной лебедкой.

Схема сборки деревянного пролетного строения объемлющим порталным краном представлена на фиг. 616. Кран передвигается по подмостям на катках или по специально устроенному рельсовому пути.

При применении для сборки пролетных строений копрового или порталного кранов отпадает необходимость в устройстве второго яруса рабочих подмостей для сборки верхних поясов.

По окончании сборки пролетного строения его освобождают от подмостей (раскружаливают). Раскружаливание пролетного строения производится путем осторожного выбивания клиньев, поддерживающих пояса ферм на сборочных клетках.

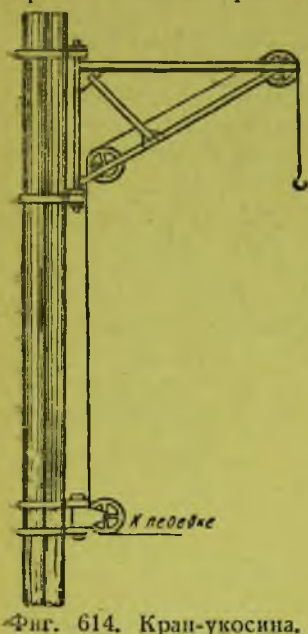
Выбивание клиньев следует производить, начиная от середины пролета, постепенно переходя к обеим опорам пролетного строения.

Установку собранных в стороне готовых пролетных строений или отдельных ферм можно производить при помощи кранов или путем накатки.

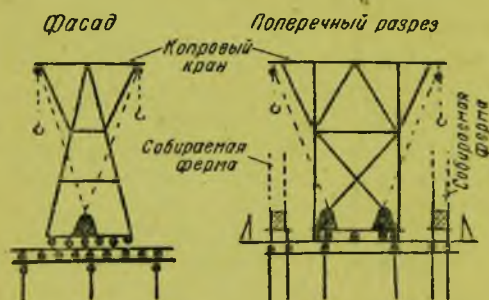
На фиг. 617 представлена схема установки пролетного строения путем его накатки при помощи катков к перекрываемому пролету и постановки затем на место мачтовыми кранами.

На фиг. 618 представлена надвигка готового пролетного строения на место с применением временной промежуточной опоры в виде поворачивающейся рамы.

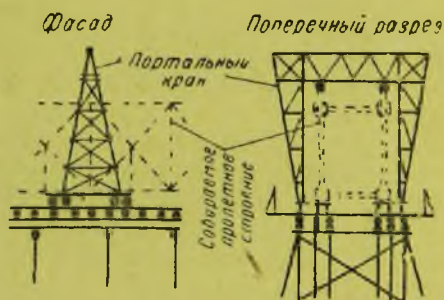
В собранном пролетном строении все трещины и щели в соединениях, врубках и сопряжениях должны быть зашпаклеваны светлой масляной краской или замазкой.



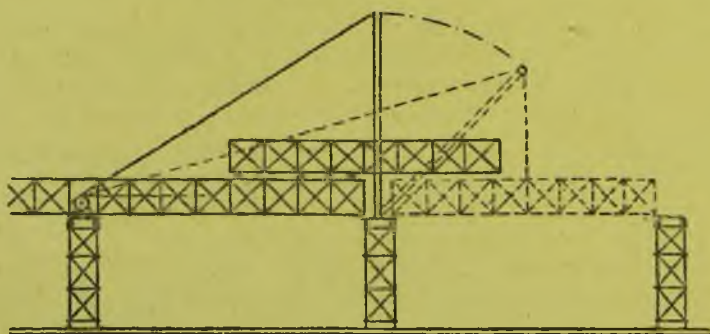
Фиг. 614. Кран-укосина.



Фиг. 615. Схема сборки деревянного пролетного строения при помощи копрового крана.

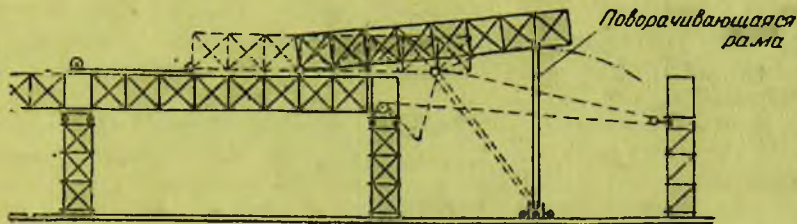


Фиг. 616. Схема сборки деревянного пролетного строения порталным краном.



Фиг. 617. Установка пролетного строения при помощи мачтового крана.

Щели между отверстиями подушек и тяжами должны быть заполнены пластической замазкой или битумом во избежание проникания воды по тяжам в дыры и скопления ее вследствие наличия подкладок под гайками тяжей.



Фиг. 618. Надвигка пролетного строения при помощи поворачивающейся рамы.

Решетчатые пролетные строения желательно делать из пропитанного антисептиком леса, в противном случае все элементы собранного пролетного строения следует по крайней мере один раз проолифить с небольшой примесью охры. Металлические скрепления и поковки при их установке также следует проолифить.

Тяжи после сборки ферм окрашивают масляной краской.

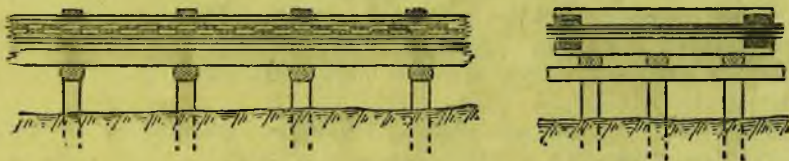
§ 81. Изготовление и сборка дощатых ферм

Изготовление дощатых ферм обычно производится в процессе сборки их в горизонтальном положении на специальной сборочной площадке. На сборочной площадке ставят стеллажи (фиг. 619), устроенные так, чтобы собираемые фермы были подняты над поверхностью земли на высоту, достаточную для удобного доступа к ним снизу, возможности затягивания болтов, постановки нагелей и пр.

На стеллажах производят разметку осей элементов фермы, после чего приступают к сборке. При сборке дощатые фермы следует класть наружной поверхностью кверху.

Сборку фермы начинают с укладки внутренних брусьев стоек жесткости и внутренних ветвей обоих поясов.

Доски поясов должны быть приструганы и зачищены так, чтобы при наложении создавалось плотное прилегание их друг к другу. Для обеспечения неподвижности уложенных досок их схватывают сжимами.



Фиг. 619. Стеллаж для сборки дощатых ферм.

На тщательно проверенную и чисто оструганную поверхность внутренних ветвей поясов укладывают доски решетки. Разбивку и укладку раскосов каждого направления следует вести от опор фермы к середине ее, следя за соответствием расположения осей раскосов проектному и с учетом строительного подъема. В случае применения прокладок в поясах между раскосами укладку их производят одновременно с раскосами. После сборки решетки укладывают доски наружных ветвей поясов.

Собранные фермы схватывают сжимами для плотного прилегания частей друг к другу.

Затем производят разбивку дыр для нагелей и болтов; работа эта должна быть сделана тщательно и точно. Для ускорения разбивки дыр удобно применить фанерные шаблоны.

Дыры сверлят сразу на всю толщину пояса во избежание перекоса; при сверлении надо следить за правильным положением и направлением дыр. После просверловки нескольких первых дыр в них ставят болты для скрепления досок. В просверленные отверстия забивают нагели и ставят болты.

Диаметр отверстий для нагелей делают на 1—2 мм меньше толщины нагеля для большей плотности соединения. Лучше всего проверять правильность величины диаметра дыр пробной забивкой нагелей. Болты должны входить в дыры туго.

Забивку нагелей рекомендуется производить, располагая их коничностью попеременно в одну и другую стороны пояса, причем забивать нагели лучше всего попарно, одновременно с двух противоположных сторон пояса. Этим достигается более плотное соединение досок.

Нагели должны быть правильной формы, для чего обточку их производят механическим способом.

Перед употреблением в дело нагели должны быть хорошо просушены и проварены в олифе или пропитаны креозотом.

Фермы по окончании сборки поднимают в вертикальное положение и соединяют связями. При подъеме ферм в вертикальное положение необходимо принимать меры против перекосов или каких-либо повреждений ферм.

Сборку дощатых ферм можно производить механизированным способом на заводе или же на площадке вблизи места постройки моста. Доставку на место в зависимости от наличных подъемных приспособлений и оборудования можно производить отдельными фермами или же целыми собранными пролетными строениями.

Иногда сборку дощатых ферм производят непосредственно на подмостях с последующей подъемкой их в вертикальное положение путем поворота.

§ 82. Освидетельствование и испытание деревянных мостов

Искусственные сооружения должны подвергаться предварительным освидетельствованиям в процессе производства работ и заключительному освидетельствованию и приемке по окончании постройки.

Освидетельствования в процессе производства имеют целью установление качества выполнения отдельных этапов работ или частей сооружения, соответствия их проекту и техническим условиям.

Особое значение имеет освидетельствование тех видов работ или частей сооружения, которые по ходу производственного процесса будут в дальнейшем частично или полностью скрыты или же окажутся недоступными для освидетельствования. Результаты освидетельствований должны быть оформлены специальными актами промежуточных освидетельствований или приемки отдельных видов работ, причем описание в актах всех скрытых работ должно сопровождаться зарисовками.

При постройке деревянных мостов освидетельствованию должны подвергаться следующие основные этапы выполнения работ.

После окончания разбивки моста должна быть проверена правильность разбивки осей моста и опор.

По мере доставки основных материалов для строительства нужно проверять их качество и соответствие проекту и техническим условиям.

Сваи должны подвергаться освидетельствованию по окончании бойки, перед их дальнейшим наращиванием для устройства опор. Качество забивки свай проверяют по данным журнала свайной бойки в отношении величины полученных отказов, соответствия проекту действительной глубины забивки свай, их расположения в плане и в вертикальных плоскостях. В случае сомнений в данных журнала свайной бойки или в достаточности несущей способности свай следует производить контрольную добивку свай или же испытание их пробной нагрузкой.

В деревянных мостах простейших систем должны быть освидетельствованы: укладка прогонов с проверкой правильности их расположения в плане и профиле и качества выполнения сопряжений, устройство заборных стенок перед засыпкой их насыпью, котлованы (траншеи) под лежневые опоры.

В мостах большой высоты должно производиться освидетельствование опор после окончания постройки для установления соответствия их проекту и разрешения сборки пролетных строений. При ряжевых опорах должно производиться освидетельствование после окончания рубки ряжа для проверки качества выполнения сруба. Перед установкой ряжа на место необходимо производить освидетельствование надежности грунта основания и правильности его планировки.

При постройке деревянных пролетных строений с решетчатыми фермами в процессе их сборки и наводки должны быть произведены съемки очертаний строительного подъема и плана главных ферм до снятия их с подмостей, после уборки подмостей и по окончании укладки проезжей части.

Построенные деревянные мосты перед открытием их для эксплуатации должны быть подвергнуты подробному освидетельствованию и испытанию нагрузкой.

Кроме того, при приемке моста должны быть предъявлены все документы, характеризующие качество выполнения работ при ранее произведенных промежуточных освидетельствованиях, акты приемки отдельных этапов работ, акты приемки скрытых работ, а также исполнительные чертежи сооружения. При приемке мостов со сквозными фермами освидетельствование и испытание должно заключаться в следующем.

1. Сверка с проектом общей конструкции моста, его деталей и размеров отдельных частей.

2. Проверка путем промеров и нивелирования правильности расположения проезда и установки пролетных строений.

3. Определение нивелированием строительного подъема ферм и отметок опорных площадок.

4. Проверка качества выполнения работ, тщательности и правильности изготовления, сборки и пригонки элементов пролетных строений.

5. Наблюдения за деформациями, происходящими при испытании во всех узлах и сопряжениях ферм.

6. Измерение прогибов ферм под временной нагрузкой.

В случае наличия инструментов для измерения деформаций и напряжений (прогибомеров, мессур, тензометров и др.) производят точные измерения; в противном же случае пользуются наблюдениями на-глаз и измерениями деформаций по сделанному на элементах пометкам. Определение прогиба при отсутствии прогибомеров можно производить нивелиром.

Мост испытывают как статической, так и динамической нагрузкой, причем испытательная нагрузка должна быть по возможности близкой к расчетной. Статическую нагрузку выдерживают на каждом пролете не менее 15 мин. Измеренные деформации и напряжения пролетных строений сопоставляют с расчетными.

Все замеченные в устройстве пролетных строений неправильности, отступления от проекта и технических условий, а также основные результаты испытаний и произведенных наблюдений заносят в акт испытаний и в мостовую книгу.

При испытании мостов простейших систем (балочных и подкосных) измерение прогибов и напряжений необходимо.

После испытания и приемки моста подмости могут быть разобраны.

§ 83. Защита деревянных мостов и труб от загнивания

Общие сведения

Загнивание древесины заключается в поражении дерева различными микроорганизмами (грибками), питающимися древесиной и вызывающими ее разрушение.

Для развития этих грибов необходимы следующие условия: 1) наличие доступа воздуха к древесине, 2) определенная температура (от $+5^{\circ}$ до $+40^{\circ}$), 3) достаточная влажность дерева (от 20% и более, за исключением полного насыщения), 4) возможность использования древесины в качестве питательной среды, т. е. отсутствие в ней ядовитых для грибов веществ.

Большинство дереворазрушающих грибов имеет растительный характер и размножается посредством спор (семян). Организм грибов состоит из грибных нитей, называемых гифами, пронизывающих толщу древесины и разрушающих ее выделяемыми ими ферментами. Совокупность гифов носит название мицелия.

На известной стадии развития мицелий дереворазрушающих грибов образует на поверхности древесины плодовые тела, имеющие вид пленки, полущечки, шляпки на ножке и др.

Заражение древесины гниением может происходить вследствие попадания на нее грибных спор, а также путем соприкосновения здоровой древесины с зараженной грибом.

Скорость распространения загнивания зависит от вида грибка-разрушителя, а также от температуры, влажности и степени проветриваемости пораженной части.

При благоприятных для развития грибов условиях полное разрушение древесины может произойти через несколько месяцев с момента появления грибка.

При наступлении морозов деятельность грибов-разрушителей приостанавливается, однако даже при сильных морозах они не погибают и возобновляют свое развитие с наступлением теплой погоды.

В наиболее неблагоприятных условиях для загнивания оказываются элементы деревянных мостов и труб, подвергающиеся наибольшему увлажнению при одновременном доступе воздуха.

Таковыми элементами, в первую очередь, оказываются части опор (свай, ряжей и др.) вблизи уровня межи, находящиеся вследствие колебаний уровня воды в условиях переменной влажности. В неблагоприятных условиях находятся также части деревянных опор у поверхности земли, где вследствие сырости легко развивается гниение, а также элементы конструкции, непосредственно соприкасающиеся с землей (заборные стенки, трубы).

В деревянных пролетных строениях легче всего подвергаются загниванию узловые соединения, сопряжения и врубки, в которых может задерживаться атмосферная влага и не созданы условия для быстрого просыхания.

Опасность развития гниения в деревянных мостах и трубах зависит от климатических особенностей местности: количества выпадающих осадков, влажности воздуха, продолжительности теплого сезона. В северных районах, где длительность теплого периода не велика, а также в жарких, сухих южных районах, срок службы деревянных мостов продолжительнее, чем в средних районах.

Кроме загнивания, дерево в сооружениях может подвергаться разрушению некоторыми видами насекомых (жуками, личинками).

Так как в деревянных мостах и трубах доступ воздуха и наличие определенных температур не поддаются регулированию, то борьба с загниванием может заключаться в предохранении дерева от увлажнения и в уничтожении питательных свойств древесины химическими мерами.

Физические меры борьбы с загниванием

В целях предохранения от загнивания деревянных искусственных сооружений необходимо применять при их постройке сухой здоровый лес, используя при этом породы дерева, наиболее устойчивые против загнивания.

Предохранение деревянных сооружений от повышения влажности в процессе их эксплуатации осуществляется путем защиты конструкции от атмосферных осадков и создания надежной вентиляции, способствующей быстрому просыханию элементов.

Эти меры можно применять ко всему сооружению в целом (полная защита) и к отдельным его частям (частичная защита).

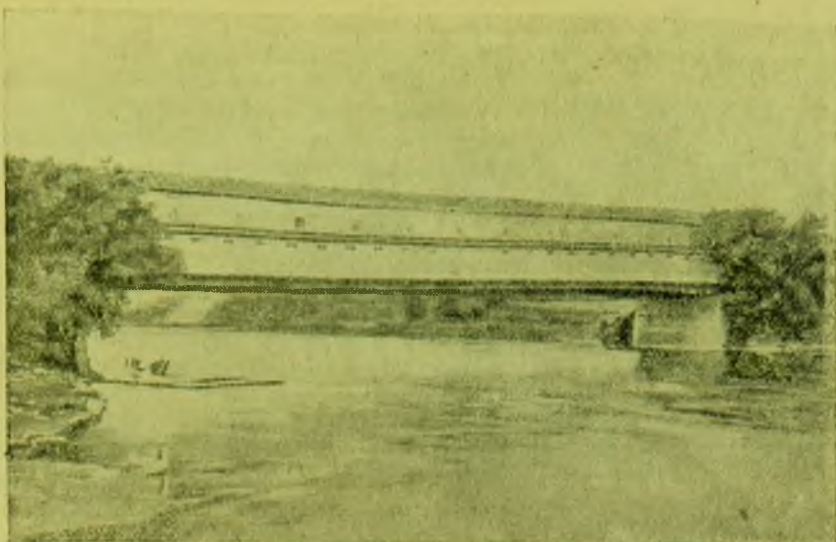
Полная защита сооружения от увлажнения достигается устройством крыши над пролетным строением и обшивкой его со всех сторон (фиг. 620). Боковую обшивку обычно делают из теса. Для вентиляции элементов конструкции и пространства внутри моста следует оставлять в обшивке окна или же не доводить обшивку до верха ферм. Верхнюю обшивку в мостах с ездой понизу устраивают в виде двухскатной крыши. Крыша поддерживается стропильной конструкцией, опирающейся на пояса главных ферм (фиг. 621). По стропилам укладывают обрешетку, а по ней — кровлю из железа, толя или досок.

Полная защита деревянных мостов от атмосферных осадков, как показывает опыт строительства (СССР, США, Швейцария), является весьма эффективным средством продления срока их службы.

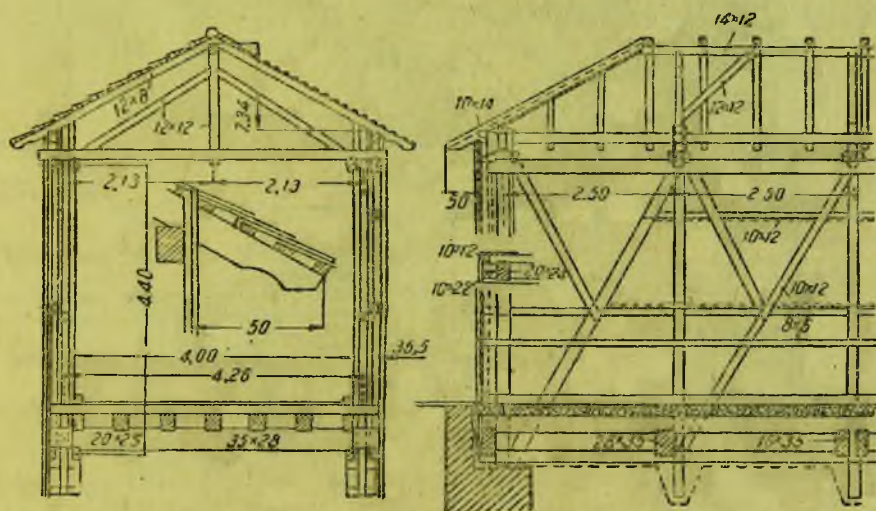
Имеются случаи, когда срок службы деревянных мостов, полностью защищенных от атмосферных осадков, достигал 70 — 100 лет.

Примерами таких мостов могут служить: мост пролетом 73 м в штате Кентукки (США), просуществовавший около 100 лет, мост через р. Пахру в г. Подольске (см. фиг. 620), просуществовавший 68 лет (в настоящее время разобранный), и др.

Основной недостаток сплошной обшивки мостов заключается в значительном увеличении собственного веса конструкции, а также площади, подверженной действию



Фиг. 620. Полная защита моста с ездой понизу против атмосферных влияний.



Фиг. 621. Устройство крыши и обшивка моста с ездой понизу.

ветра. Кроме того, полная обшивка мостов портит их внешний вид. Поэтому в современных конструкциях полная защита их от атмосферных осадков встречается редко, обычно же применяется частичная защита от увлажнения.

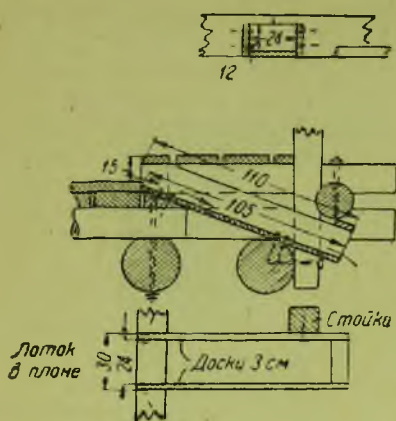
Простейший и обязательный способ частичной защиты деревянных мостов заключается в устройстве продольного и поперечного уклона настила проезжей части для быстрого удаления воды с поверхности ездового полотна.

Величины необходимых уклонов зависят от типа одежды ездового полотна и могут быть назначены по табл. 22.

Таблица 22

Т и п о д е ж д ы	Продольный уклон ‰	Поперечный уклон ‰
Дощатый настил	1,0 — 2,0	1,5 — 2,0
Щебеночное покрытие . .	2,0 — 2,5	2,5 — 3,0
Асфальтовое покрытие .	0,5 — 1,0	1,0 — 1,5

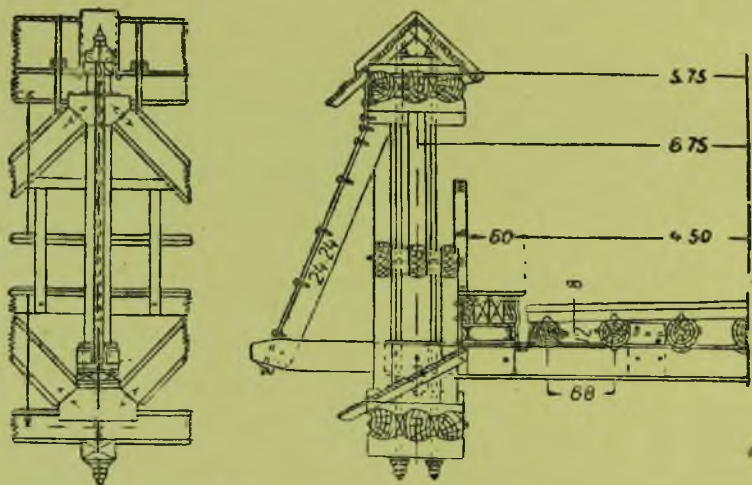
В длинных мостах для отвода воды вдоль тротуаров располагают лотки из дерева или из кровельного железа, имеющие продольный уклон $1,5—2,0\%$. В пониженных точках дна лотков устанавливают водоотводные металлические трубы или деревянные лотки, отводящие воду под мост (фиг. 622). Число трубок должно быть достаточным для быстрого удаления воды и может быть ориентировочно определено из расчета $1,0—1,5 \text{ см}^2$ отверстия их на каждый квадратный метр поверхности моста.



Фиг. 622. Устройство лотка для отвода воды.

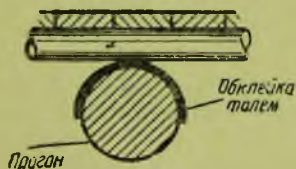
Загнивание проезжей части мостов в значительной степени зависит от типа покрытия. Лучше всего делать покрытие водонепроницаемым из асфальта, бетона; дощатый настил и щебеночная одежда в этом отношении значительно хуже.

Предохранение прогонов, поясов ферм и стыков от атмосферных осадков осуществляется устройством различных деревянных крышек, козырьков и навесов. Для этой же цели можно применять обшивку конструкции кровельным железом (оцинкованным или покрашенным), толем, рубероидом и пр.



Фиг. 623. Конструкция моста с защитными крышками.

Пояса решетчатых ферм желательно покрывать крышей на всем их протяжении, устраивая над верхними поясами двухскатные, а над нижними поясами — односкатные крыши (фиг. 623).



Фиг. 624. Обклейка прогона толем для защиты от увлажнения.

Над узлами ферм и стыками поясов устройство защитных крышек обязательно, причем эти крышки должны удобно открываться для осмотра узлов и сопряжений и подтягивания болтов и тяжей.

За границей прогоны балочных и подкосных мостов покрывают сверху толем (фиг. 624) или кровельным железом. В США находит применение защита торцов свай оцинкованным железом (фиг. 625).

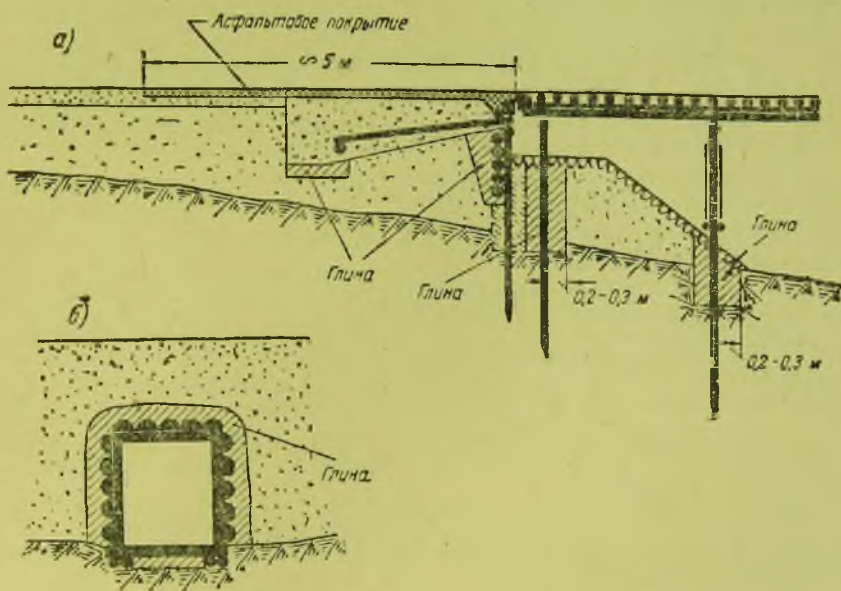
Для предохранения от загнивания элементов, соприкасающихся с землей (трубы, сваи, находящиеся в конусах и на поймах, заборные стенки), применяют обмазку жирной глиной, смешанной с песком или рубленой соломой (фиг. 626, а и б), называемую глиняной рубашкой.

Кроме того, для уменьшения увлажнения грунта конусов и участков насыпей, непосредственно примыкающих к мосту, следует рекомендовать укладку асфальтового покрытия на участках дороги, непосредственно примыкающих к мосту (см. § 17), и мощение конусов.

Помимо описанных конструктивных способов борьбы с увлажнением, можно для той же цели применять окраску дерева веществами, не пропускающими сырости: газовой или древесной смолой, олифой с примесью охры и масляной краской.



Фиг. 625. Защита торцов свай оцинкованным железом.



Фиг. 626. Устройство глиняных рубашек для защиты от загнивания деревянных элементов, соприкасающихся с землей.

Так как сырая древесина загнивает еще быстрее под непроницаемым слоем краски, то окрашивать можно только сухое дерево.

Все щели в сопряжениях и трещины в элементах мостов, во избежание проникания влаги, нужно зашпаклевывать замазкой.

Химические меры борьбы с загниванием

Химические меры борьбы с загниванием дерева заключаются в применении различных веществ, называемых антисептиками, которые вводятся в древесину и предохраняют ее от разрушающей деятельности грибов или насекомых.

Процесс введения в древесину антисептика носит название консервирования древесины.

Для надежной защиты дерева от загнивания необходимо, чтобы вещество, применяемое в качестве антисептика, обладало не только достаточной ядовитостью для грибов, но вместе с тем было способно проникать в толщу древесины на достаточную глубину и обладало стойкостью против вымывания атмосферными осадками и выветривания.

Вместе с тем вещества, применяемые в качестве антисептиков, должны быть безопасны для здоровья людей, не должны ослаблять механических свойств дерева и увеличивать его огнеопасность, а также не должны оказывать вредных влияний (коррозии) на металлические элементы.

Антисептики, применяемые для консервирования древесины. Антисептики, применяемые для борьбы с загниванием дерева, могут быть:

- 1) маслянистые,
- 2) водорастворимые (солевые).

Маслянистые антисептики обладают большим преимуществом перед водорастворимыми антисептиками, состоящим в том, что, введенные в древесину, они не вымываются водой и защищают дерево как от увлажнения атмосферными осадками, так и от интенсивного высыхания.

Однако, обработка древесины маслянистыми антисептиками возможна только при влажности древесины не свыше 20%.

Для консервирования древесины мостов наибольшее распространение имеет креозотовое масло и смесь его с мазутом.

Креозотовое масло — продукт перегонки каменноугольной смолы — представляет собой коричнево-черную маслообразную жидкость с сильным запахом карбоновой кислоты. Креозотовое масло применяется для антисептирования древесины в подогретом до 60 — 80° виде. Вследствие огнеопасности подогрев его нужно производить с осторожностью, во избежание вспышки.

Действие креозотового масла как антисептика весьма радикально: введенное в древесину, оно способно сохранять свои защитные свойства очень долго (до 25 — 35 лет).

На механические качества дерева креозотовое масло существенного влияния не оказывает и не действует разрушающе на металлические части.

Недостаток креозотового масла заключается в повышенной способности к воспламенению обработанной им древесины в течение первых месяцев после пропитки, а также в невозможности последующей окраски деревянных частей, так как креозотовое масло проступает через окраску.

По данным практики США, количество креозота, расходуемого на пропитку 1 м³ древесины, составляет 90 — 110 кг для элементов, находящихся в особо неблагоприятных условиях в отношении загнивания (сваи, нижний настил).

Для удешевления антисептика креозотовое масло можно применять в смеси с мазутом. При этом мазут, не обладающий сам антисептическими свойствами, служит лишь в качестве растворителя. Возможно также применение креозотового масла в смеси с зеленым маслом (отход при обработке нефти), обладающим свойством легко проникать в древесину.

Содержание креозота в этих смесях не должно быть менее 50%.

Были также попытки применения для пропитки дерева водных эмульсий креозота, значительно понижающих расход антисептика на кубический метр древесины. Однако, вследствие трудности образования таких эмульсий этот способ не получил распространения.

Из других маслянистых антисептиков следует отметить карболинеум (антраценовое масло). Этот антисептик представляет собой темную маслянистую жидкость, по своим внешним признакам похожую на креозотовое масло. Карболинеум по токсичности (отравляющим свойствам) не уступает креозотовому маслу. Для использования карболинеума при пропитке дерева его осторожно подогревают до 50 — 80° С.

Из водорастворимых антисептиков в настоящее время наибольшее применение имеют фтористые соли: фтористый и кремнефтористый натрий.

Фтористый натрий представляет собой порошок белого цвета, хорошо растворяющийся в горячей воде в количестве 3 — 4,5%. Фтористый натрий обладает сильными антисептическими свойствами, хорошо проникает в древесину и применяется для пропитки, обмазки, опрыскивания деревянных элементов, а также для изготовления антисептических обмазок. Введенный в древесину, фтористый натрий не снижает ее механических свойств, не повышает ее огнеопасности и лишь незначительно действует на металл (коррозия).

Кремнефтористый натрий по внешнему виду напоминает соль; растворяется в горячей воде в количестве до 2,5%. Употребляется в смеси с фтористым натрием для изготовления антисептических обмазок.

Для усиления действия фтористых антисептиков в них добавляют в небольшом количестве динитрофенол, представляющий собой горючий, сильно летучий, едкий порошок желтого цвета, плохо растворимый в воде. Динитрофенол очень ядовит, а потому работа с ним требует большой осторожности.

Из комбинированных антисептиков, составленных в основном из фтористого натрия и динитрофенола, наибольшее применение имеют уралит и триолит.

Кроме фтористых антисептиков для консервирования древесины применяется также хлористый цинк. Антисептические свойства хлористого цинка несколько ниже, чем фтористого натрия, и, кроме того, он обладает значительной вымываемостью, а также вызывает коррозию металла.

В последние годы для антисептирования древесины предложено применение оксидефинила, обладающего очень высокой токсичностью. Однако, достаточной практической проверки этот новый антисептик еще не получил.

Способы консервирования древесины. Обработка древесины антисептиками может быть наружная и внутренняя.

При наружной обработке дерево покрывают антисептиком путем окраски (обмазки кистями), опрыскивания из гидропульта или подвергают кратковременному погружению в антисептик.

К методам наружной обработки древесины относится также консервирование по способу последующего действия, заключающееся в нанесении на деревянные элементы антисептических обмазок, называемых суперобмазками.

Наиболее совершенный способ консервирования — это внутренняя обработка дерева глубокой пропиткой его антисептиком, вводимым в древесину под давлением, путем длительного вымачивания или при помощи наколов пустотелыми иглами.

Окрашивание и опрыскивание древесины можно производить как водными растворами, так и маслянистыми антисептиками. При этом антисептик следует применять подогретым до $70—90^{\circ}$. Антисептики наносят на древесину за два-три раза, давая просохнуть ранее нанесенным слоям.

Консервирование окрашиванием и опрыскиванием дает слабое проникание антисептика в древесину и обычно применяется для предохранения от распространения загнивания древесины в эксплуатируемых мостах. При антисептировании элементов, уже пораженных загниванием, большую древесину необходимо предварительно полностью удалить.

Консервирование путем погружения древесины в антисептик применяют двух видов: с кратковременным (на $8—10$ мин.) погружением деревянных элементов в антисептик для поверхностного антисептирования на глубину около 1 мм и с длительным погружением (в течение $1,5—2$ час.), дающим проникание антисептика на $2—3$ мм и более. Консервирование погружением производится в ваннах, наполненных подогретым водным раствором или маслянистым антисептиком.

В качестве маслянистого антисептика, применяемого при консервировании окрашиванием, опрыскиванием или погружением, обычно используют креозотовое масло; в качестве водного антисептика можно применять $3—4\%$ -ный раствор фтористого натрия с добавкой $0,4\%$ динитрофенола.

Консервирование по способу последующего действия заключается в нанесении на древесину антисептических обмазок — суперобмазок. Пока древесина сухая суперобмазка бездействует. В случае же появления в древесине влаги происходит растворение антисептика и постепенное проникание (диффундирование) его в древесину.

Простейшей обмазкой для частей, находящихся в земле, может служить глиняная обмазка из влажной жирной глины с фтористым антисептиком.

Суперобмазки, в зависимости от своей клеящей основы, служащей для закрепления на древесине, разделяются на экстрактовые, битумные и силикатные.

Экстрактовая суперобмазка состоит из 40% фтористого натрия, 5% динитрофенола¹, 21% экстракта сульфитного щелока, 4% торфяной пыли и 30% воды.

¹ Взамен фтористого натрия и динитрофенола можно применять уралит (45%).

Экстрактовая суперобмазка легко вымывается водой и потому может применяться только в местах, защищенных от непосредственного действия атмосферных осадков, или же должна быть покрыта сверху защитным слоем из битума.

Битумная суперобмазка состоит из 44% фтористого натрия, 6% динитрофенола, 18% легкоплавкого нефтебитума, 4% торфяной пыли и 28% зеленого масла.

Суперобмазки готовят с подогревом до 60°; наносят же на древесину в холодном состоянии кистями или краскопультом.

Битумную суперобмазку можно наносить на древесину любой влажности, имеющей лишь сухую поверхность.

В случае необходимости какой-либо механической обработки элемента, покрытого суперобмазкой, обработанное место снова покрывают суперобмазкой.

Элементы моста, подверженные непосредственному действию солнца и атмосферных осадков, полезно покрывать поверх суперобмазки еще слоем горячего битума (№ 3) с присыпкой песком. Покрывать битумом следует через 5—10 дней после нанесения суперобмазки.

Применение битумных суперобмазок дает хорошие результаты как для защиты от загнивания вновь строящихся, так и эксплуатируемых мостов. Битумные суперобмазки можно применять для антисептирования врубок, сопряжений, торцов и поверхностей элементов, не защищенных от воздействия атмосферных вод. Покрытые сверху слоем битума, эти суперобмазки можно с успехом применять для консервирования деревянных элементов в зоне переменного уровня воды и в местах соприкосновения с грунтом.

Силикатная суперобмазка состоит из 78% жидкого стекла (силиката натрия), 20% кремнефтористого натрия и 2% креозотового масла. Силикатную обмазку можно наносить на влажное (до 50%) дерево при условии сухости внешней его поверхности.

Нанесенная на дерево силикатная обмазка быстро подсыхает, твердеет и в дальнейшем хорошо держится на древесине. В мостах, не защищенных от действия атмосферных вод, силикатную обмазку следует покрывать защитным слоем битума.

При нанесении суперобмазок на деревянные элементы, находящиеся у поверхности земли, полезно защищать их, плотно обертывая бандажом из толя, рубероида, мешковины или брезента.

Бандажи закрепляют проволокой и покрывают снаружи обмазкой из горячего битума или густой смолы.

Лучшие результаты консервирования дает глубокая пропитка дерева горячим антисептиком под давлением. Этот способ требует, однако, специального сложного заводского оборудования (стационарный или передвижной пропиточный завод), оправдывающегося лишь при крупном масштабе производства и однотипности элементов конструкций, подвергаемых пропитке.

Поэтому для мостов целесообразнее применение облегченных способов пропитки, из которых распространение получил способ горячих и холодных ванн.

Этот способ состоит в том, что деревянные элементы, подлежащие пропитке, погружают в ванну с антисептиком, нагретым до 80—95° С при помощи змеевика паропровода или путем непосредственного подогревания ванны (при металлической ванне).

Деревянные элементы выдерживают в горячей антисептике в течение 3—5 час. до прекращения выделения из древесины пузырьков воздуха. Затем консервируемое дерево быстро переносят в ванну с холодным антисептиком (15—20° для водного антисептика и 40—50° для маслянистого антисептика) и выдерживают в нем от 1 до 3 час. Длительность выдерживания дерева в антисептике зависит от поперечных размеров пропитываемых элементов: доски и мелкие брусья выдерживают меньше, бревна и крупные брусья — дольше.

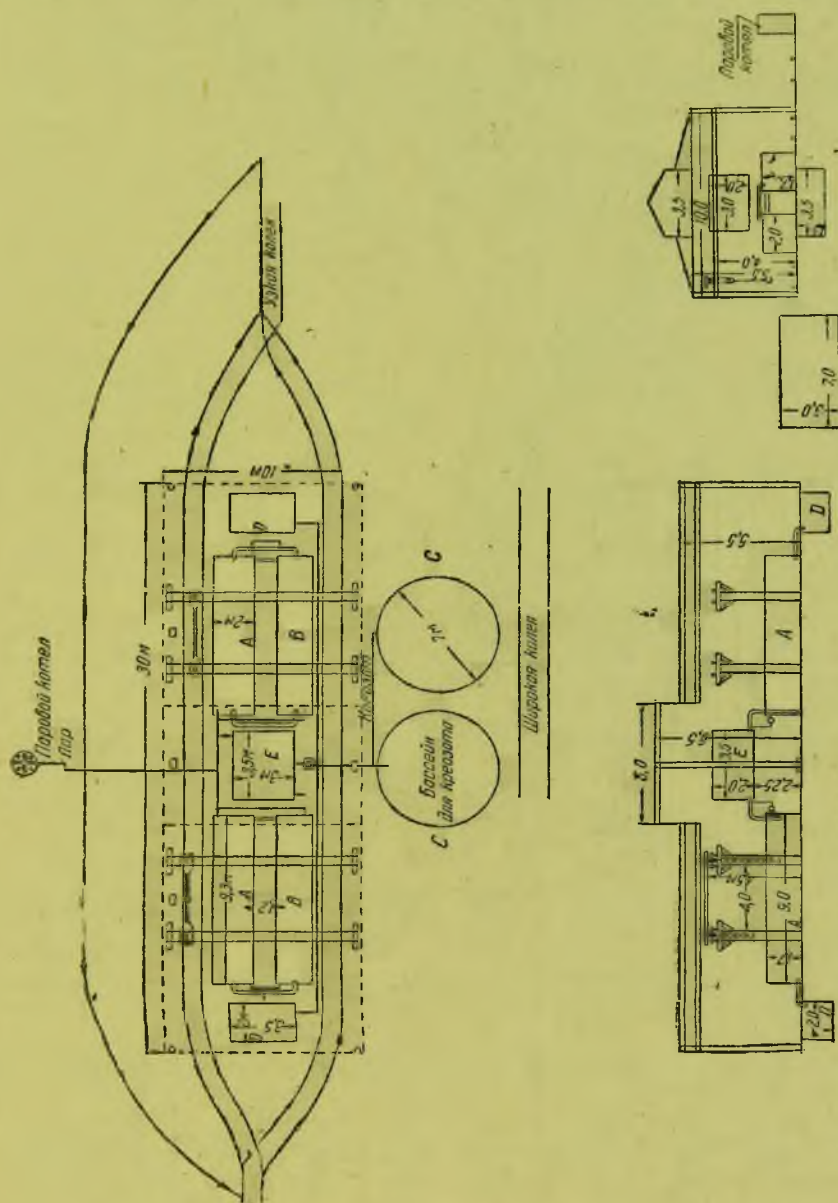
При нагревании древесины в горячей ванне воздух, находящийся в клетках древесины, увеличивается в объеме и частично выходит наружу. При последующем охлаждении в холодной ванне оставшийся в древесине воздух сжимается, и благодаря образуемому внутри древесины вакууму получается засасывание антисептика древесиной.

Пропитку можно производить и в одной ванне, сначала нагревая антисептик до необходимой температуры, а затем давая ему постепенно охлаждаться.

На фиг. 627 приведен схематический план установки для консервирования дерева креозотом по способу горячих и холодных ванн.

Установка состоит из деревянных чанов *A* и *B* для пропитки леса, бассейнов *C* для креозота, паровой установки для нагревания креозота, трубопроводов для подачи креозота и пара и резервуаров *D* для выпуска креозота из чанов.

Пропитку дерева ведут следующим образом. В то время как в чане *A* происходит пропитка горячим антисептиком, в другом спаренном чане *B* находится холодный



Фиг. 627. План установки для пропитки дерева креозотом по способу горячих и холодных ванн.

антисептик. По окончании холодной ванны антисептик самотеком идет в резервуар *D* (расположенный ниже уровня земли). После этого производится разгрузка пропитанного леса из чана *B* и загрузка его новым лесом, подлежащим пропитке. Затем из чана *A* горячий антисептик перегоняется в чан *B* путем введения холодного антисептика из вышележащего резервуара *E*, вытесняющего горячий антисептик по соединительной трубке, расположенной в верхней части чанов.

После этого в чане *B* происходит горячая ванна, а в чане *A* — холодная.

Нагревание креозота производится паром, пропускаемым по змеевикам, расположенным на дне чанов. Для удобства загрузки и разгрузки дерева в чаны устроены

легкие краны. К пропиточной установке подведены узкоколейные железнодорожные пути для подачи и отвозки лесного материала.

Конструкция деревянной пропиточной ванны представлена на фиг. 628. От всплывания лесоматериал удерживается специальными съемными поперечными брусками.

При пропитке дерева антисептики (особенно маслянистые) проникают в толщу древесины на сравнительно небольшую глубину — всего в несколько сантиметров (фиг. 629). Поэтому консервирование дерева нужно производить после окончательной обработки элементов. Механической обработки дерева (подтеска, сверление и др.) после пропитки допускать нельзя, так как при этом нарушается защитный слой, образованный антисептиком в древесине.

По аналогичным причинам консервировать следует воздушно-сухой лес, не подвергающийся в дальнейшем растрескиванию. Если все же понадобится какая-нибудь механическая обработка дерева после пропитки (спиливание голов свай после забивки, подрубки, подтески и пр.), то обработанные поверхности должны быть промазаны 2—3 раза горячим креозотом.

Мелкие деревянные части мостов (нагели, шпонки и пр.) перед употреблением в дело следует проваривать в горячей олифе или подвергать пропитке маслянистым антисептиком. Благодаря этому дерево предохраняется от загнивания и растрескивания.

Для предохранения от загнивания находящихся в земле концов стоек лежневых опор или труб можно применять обжиг наружной их поверхности с последующей пропиткой и осмолкой. Обжиг производят на горячих древесных углях на длину, несколько большую глубины закапывания бревна в землю. Для замедления сгорания обжигаемую поверхность смазывают жидкой глиной и во время обжига посыпают песком. Дерево, подвергаемое обжигу, должно быть влажным. Глубина обжига должна быть около 1,5 см.

После обжига не остывшее еще бревно погружают обожженной частью в креозотовое масло, выдерживают в нем до остывания, затем просушивают в течение 2—3 дней, после чего обожженные поверхности покрывают густой древесной смолой.

Кроме перечисленных способов антисептирования древесины, необходимо еще отметить способ „Кобра“ (кобирование). При этом способе в дерево вводят специальным прибором, снабженным пустотелыми иглами, антисептик (обычно фтористый натрий) под давлением. Способ кобирования применяется только для элементов круглого сечения (бревен) и получил в СССР распространение для предохранения телеграфных столбов от загнивания.

Представляет интерес также пропитка круглого леса по способу Бушери, заключающаяся во введении в свежесрубленное дерево антисептика через торцы. Для этого еще неокоренное дерево укладывают с уклоном в сторону отруба и через его торец по трубке из бака, помещенного на высоте 12—15 м, подводят с напором антисептик.

Два последних метода консервирования дерева не получили распространения в мостостроении.

Практика эксплуатации непропитанных деревянных мостов и труб на автогужевых дорогах показывает, что через 6—10 лет после постройки эти сооружения требуют капитального ремонта вследствие сильного загнивания свай и других элементов конструкции.

Единственной мерой надежной защиты деревянных элементов от загнивания является консервирование древесины.

Консервирование древесины, требуя сравнительно небольших расходов, увеличивает срок службы деревянных мостов до 25—30 лет и более.



Фиг. 629. Поперечное сечение бревна, пропитанного креозотом.

Однако, до сего времени консервирование древесины антисептиками, применяемое в ряде зарубежных стран (например, США), не получило у нас достаточного распространения.

Ближайшая задача строителей мостов в СССР заключается в переходе на строительство деревянных мостов исключительно из антисептированного леса.

§ 84. Предохранение деревянных мостов от пожаров

Пожары деревянных мостов происходят или вследствие случайных причин или же от самовозгорания дерева. Последнее возможно только при сильном нагревании моста солнечными лучами (юг и юго-восток СССР). Для борьбы с пожарами могут быть применены физические или химические способы. Первые заключаются прежде всего в тушении уже возникшего огня. Для этого на мостах следует иметь огнетушители, песок (для тушения горящего бензина), бочки с водой или насосы для подачи воды из реки. Из конструктивных противопожарных мер следует отметить огнеупорную проезжую часть из асфальта, покрытие мостовой и пр. Химические противопожарные меры состоят в обработке древесины различными составами, которые при нагревании создают вокруг дерева или газовую оболочку, не позволяющую кислороду воздуха соединяться с водородом и углеродом дерева, или же огнеупорную пленку. Из первых веществ наиболее употребительны бура и сернокислый аммоний. Бура обладает, кроме того, антисептическими свойствами. Обработка дерева этими веществами производится так же, как и консервирование его. В качестве веществ, образующих изоляционную пленку, служат силикатные краски (краски на жидком стекле), которыми покрывают поверхность дерева.

Химические огнезащитные средства весьма недолговечны, в особенности на открытом воздухе (легкая вымываемость дождем). Поэтому их приходится часто возобновлять.

ЭКСПЛУАТАЦИЯ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

§ 85. Содержание искусственных сооружений и надзор за ними

За искусственными сооружениями в процессе их эксплуатации устанавливают регулярный надзор. Цель этого надзора заключается в создании условий, необходимых для безопасности движения по дороге и сохранения мостов и труб возможно долгое время в исправном состоянии. Последнее достигается выявлением в сооружениях всех повреждений и дефектов и своевременным их устранением.

Регулярному надзору должны подвергаться не только мосты и трубы, но и все связанные с ними сооружения: регуляционные и укрепительные сооружения, дамбы.

Особое внимание следует уделять надзору за наиболее ответственными сооружениями — большими мостами.

Надзор за сооружениями осуществляется: а) постоянный, б) текущий и в) периодический.

Кроме того, искусственные сооружения подвергаются также специальным обследованиям.

Постоянный надзор требует регулярного осмотра всех искусственных сооружений (через несколько дней); осмотр крупных мостов следует производить ежедневно.

Кроме того, обязателен осмотр всех без исключения сооружений тотчас после сильных дождей или ливней.

Постоянный надзор производится обходчиком, мостовым сторожем или специально выделенным ремонтным рабочим. В функции лица, осуществляющего постоянный надзор, входит также уход за сооружениями.

Текущие осмотры деревянных мостов следует производить не реже раза в месяц, в случае же наличия в мосту серьезных дефектов — более часто.

Текущий осмотр производится мостовым мастером, дорожным мастером или десятником в присутствии лица, осуществляющего постоянный надзор.

Периодические осмотры деревянных мостов производят, как правило, два раза в год: обычно зимой со льда и весной после спада высоких вод. Периодические осмотры производятся начальником участка совместно с мостовым или дорожным мастером.

Специальные обследования деревянных мостов производят при сдаче их в эксплуатацию и затем каждые 3—4 года. Обследования производятся специальными комиссиями или мостоиспытательной станцией.

Для систематического контроля ведется технический учет всех искусственных сооружений, учет условий их эксплуатации и всех изменений, происходящих в состоянии сооружений.

Постоянный надзор

Постоянный надзор за искусственными сооружениями, кроме регулярного осмотра, заключается также в уходе за мостом, т. е. содержании его в исправном состоянии, исправлении мелких дефектов и повреждений конструкции и выявлении всех более серьезных дефектов, исправление которых не может быть произведено лицом, осуществляющим постоянный надзор.

Для поддержания в исправности верхнего строения моста нужно производить уборку с настила грязи, пыли и сора, прочищать отверстия и желоба для стока воды, счищать снег и окалывать лед на настиле моста. Далее, необходимо периоди-

чески подтягивать ослабленные болты и тяжи в элементах проезжей части и пролетных строениях, подбивать клинья, нагели и скобы, подтягивать хомуты.

Для содержания в исправности подъездов к мосту необходимо устранять просадки в местах сопряжений насыпи с мостом, следить за исправным состоянием дороги, откосов и конусов, производить окашивание травы и кустарника у искусственных сооружений.

Далее, необходимо производить мелкий ремонт сооружений, как, например: заделку пробойн настила, исправление повреждений перил, колесоотбойных брусьев, охранных тумб и пр.

Для предотвращения пожарной опасности необходимо следить за исправным состоянием противопожарных приспособлений на мосту.

В зимнее время нужно окалывать лед у мостовых опор и ледорезов, прокапывать снеговые канавы у сооружений для отвода воды при весеннем таянии снега. Осенью необходимо закрывать (см. § 87) и снова открывать весной отверстия малых искусственных сооружений.

Текущий надзор

Цель текущих осмотров заключается в наблюдении за состоянием моста и отдельных его элементов, выявлении имеющихся дефектов и повреждений с выделением требующих немедленного устранения, а также выяснении необходимого объема ремонтных работ.

Текущему осмотру должны подвергаться все элементы моста: настил, проезжая часть, пролетные строения, опоры, ледорезы, регулиционные сооружения, конусы, примыкающие к сооружению насыпи, русло реки у моста. Как указывалось выше, текущие осмотры следует производить не реже одного раза в месяц.

Результаты текущего осмотра и наблюдений с перечислением всех осмотренных элементов, описанием их состояния, перечнем обнаруженных дефектов и указанием необходимых ремонтных работ заносят в книгу искусственного сооружения (мостовую книгу).

Периодический надзор

Периодические осмотры каждого искусственного сооружения нужно производить не реже двух раз в год: весной после прохода высокой воды и осенью или зимой после ремонта моста (если таковой производился).

Кроме того, желательно производить осмотр регулиционных сооружений до прохода высокой воды.

Мосты больших пролетов следует подвергать периодическим осмотрам чаще.

При периодическом осмотре производится детальная проверка общего состояния искусственного сооружения с выполнением, в случае надобности, инструментальных и других измерений. При этом выявляют дефекты сооружения, требующие устранения, устанавливают причины дефектов и повреждений, составляют перечень необходимых ремонтных работ, проверяют качество надзора за сооружением, проверяют все произведенные с момента предшествовавшего осмотра ремонтные работы и дают указания о порядке дальнейшего надзора.

Результаты периодических осмотров заносят в книгу искусственного сооружения; в случае необходимости, кроме того, составляют акт или отчет об обследовании сооружения.

Специальные обследования

Специальные обследования производят при передаче в эксплуатацию новых или капитально отремонтированных мостов, а также для общей проверки состояния эксплуатируемых сооружений и установления их фактической грузоподъемности. Специальным обследованиям подвергаются также сооружения, находящиеся в аварийном состоянии или имеющие серьезные дефекты.

Цель специальных обследований заключается во всестороннем обследовании состояния сооружения и всех его элементов, в выявлении грузоподъемности и установлении необходимого режима его дальнейшей эксплуатации.

Обследования мостов с большими пролетами производят специальные мостоиспытательные станции. При этом мост следует подвергнуть действию тяжелой

временной нагрузки (по возможности близкой к расчетной) и произвести при помощи специальных приборов измерение возникающих в сооружении напряжений и деформаций.

В результате специального обследования и испытания сооружения составляют акт или отчет, в котором излагаются результаты обследования, дается заключение об общем состоянии сооружения, указываются меры для приведения сооружения в нормальное состояние и устанавливается режим его дальнейшей эксплуатации.

В случае обнаружения каких-либо серьезных дефектов в сооружении за ним могут быть установлены регулярные специальные наблюдения.

Технический учет искусственных сооружений

Технический учет дорожных искусственных сооружений служит для документальной фиксации условий их эксплуатации и для накопления фактических данных, отражающих всю жизнь сооружения за длительный период.

Учет искусственных сооружений производят по специальным карточкам, книгам и ведомостям.

Основным документом систематического учета состояния сооружения является „книга искусственного сооружения“, или „мостовая книга“. В эту книгу, составляемую по специальной форме, заносят все основные сведения о данном сооружении, результаты осмотров и наблюдений, данные о произведенном и требующемся ремонте и другие сведения о состоянии и условиях его эксплуатации.

Кроме мостовых книг, на все искусственные сооружения составляют специальные карточки, служащие техническим паспортом искусственного сооружения, в который заносят схему сооружения с основными его размерами и все основные данные о сооружении и его состоянии.

Все искусственные сооружения (мосты, трубы, паромные переправы) заносят в специальные ведомости, составленные в порядке километража по маршрутам, с данными о габарите, грузоподъемности, материале, конструкции и пр.

Всю техническую документацию необходимо составлять в двух экземплярах, из которых один хранится в дорожно-эксплуатационном участке, а другой в управлении дороги.

§ 86. Дефекты и повреждения мостов и их обнаружение

В деревянных мостах наиболее часто встречаются следующие повреждения и дефекты:

- 1) повреждения проезжей части от действия проходящих нагрузок,
- 2) повреждения от загнивания,
- 3) повреждения от ледохода и высокой воды,
- 4) дефекты от усушки леса и расстройств сопряжений.

Повреждения проезжей части. От действия проезжающих по мосту автомобилей, тракторов и от ударов копыт лошадей доски настила подвергаются износу и повреждениям. Износу и повреждениям настила всегда способствуют грязь и сырость, вызываемые плохим содержанием и надзором за мостом.

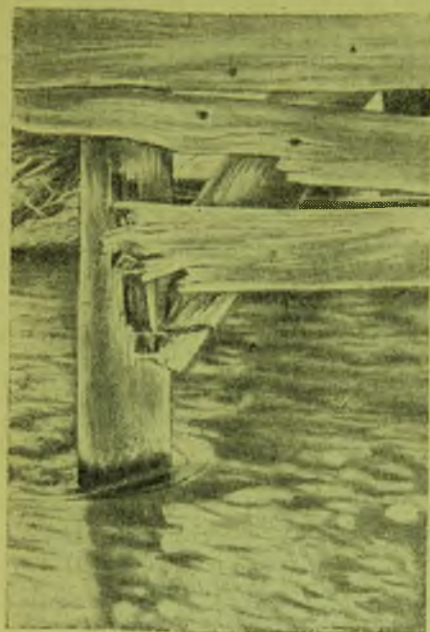
Сильно изношенные доски, проломы настила, поврежденные колесами временной нагрузки отбойные брусья, а также поврежденные элементы тротуаров и перил необходимо в целях безопасности движения немедленно подвергать ремонту или смене.

Загнивание. Находясь в неблагоприятных условиях (сырость, плохая вентиляция, переменная влажность), дерево легко подвергается загниванию. Загнивание значительно ослабляет и может привести даже в полную негодность элементы моста. Поэтому своевременное выявление пораженных частей моста имеет весьма серьезное значение.

Наиболее легко загнивают элементы моста, находящиеся близко от уровня воды или у поверхности земли, а также части, в которые легко попадает вода и которые плохо вентилируются. Такими элементами являются деревянные устои, сваи около уровня воды или земли, пояса дощатых ферм, врубки, нижний настил и др.

Врубки представляют собой места конструкции, весьма благоприятные для загнивания ввиду имеющих в них зазоров и плохой вентиляции. Чем врубка сложнее, тем возможнее в ней загнивание; поэтому в мостах желательно применять более про-

стве врубки и сопряжения. Осмотру врубок необходимо уделять серьезное внимание. Сваи опор и ледорезов у уровня воды или у поверхности земли загнивают очень быстро и часто даже перегнивают (фиг. 630). В мостах, по которым обращается тяжелая временная нагрузка, повреждения свай особенно опасны.



Фиг. 630. Загнивание свай у уровня воды.

Поражение древесины гниением выявляется путем внешнего осмотра и обследования внутренней части древесины.

Внешними признаками гниения служат: изменение цвета древесины, дряблость ее в пораженных местах, появление на поверхности элемента налетов плесени, мицелия или плодовых тел грибка.

Однако, внешним осмотром не всегда удастся обнаружить подгнившие части, особенно если гниение произошло внутри элемента.

Для обнаружения внутренних очагов гниения дерево обстукивают молотком или обухом топора. Если звук звонкий, — дерево хорошее, если глухой — имеется гниение.

Более надежно внутреннее гниение может быть выявлено взятием пробы буравом.

Сверление нужно производить так, чтобы возможно менее ослаблять сечение обследуемых элементов. Дыры от бура в здоровой древесине должны быть тщательно заделаны деревянными пробками.

Если внешние признаки гниения недостаточно ясно выражены, то внушающую подозрение древесину нужно подвергнуть лабораторному исследованию. Для этого из обследуемого моста

выпиливают кусок дерева толщиной не менее 1 см, длиной 15—20 см и шириной до 10 см. При наличии на древесине следов плесени или гниения образец следует обложить слегка смоченной ватой и обернуть пергаментной бумагой, чтобы сохранить жизнедеятельность грибка и не повредить налетов плесени или плодового тела.



Фиг. 631. Повреждение ледорезов сильным ледоходом.

Взятую пробу нужно направить в лабораторию для бактериологического исследования.

Пораженные элементы, в зависимости от степени поражения и роли элементов в работе моста, или целиком удаляют и заменяют новыми, или удаляют только поврежденную часть.

Повреждения от ледохода и высокой воды. От действия ледохода и высокой воды подвергаются повреждениям главным образом опоры и ледорезы мостов, а также регуляционные сооружения, конусы и откосы насыпей.

Лед, ударяясь о ледорезы и разламываясь, может повредить их обшивку, сваи, схватки и подкосы (фиг. 631). От сотрясений и ударов во время ледохода конструк-

ция ледореза может расшататься. При сильном ледоходе или неправильном устройстве ледорезов льдины могут ударяться об опоры моста и вызывать повреждения свай и схваток.

Особенно сильные повреждения ледорезов и опор моста возникают при проходе льда ниже или выше отметок крайних точек режущего ребра ледореза. При проходе льда выше уровня верха ледореза подвергаются большой опасности опоры и пролетные строения моста. В случае же прохода льда ниже наклонного ребра ледореза может быть сильно поврежден и даже разрушен ледорез, что также представляет угрозу для опор моста.

Проход льда выше или ниже ледорезов указывает на неправильность их устройства. В этом случае необходима перестройка ледорезов в соответствии с отметками наивысшего и наинизшего горизонтов ледохода.

Повреждения от высокой воды обычно заключаются в размывах дна реки, конусов или откосов насыпей. При очень высоком подъеме воды могут быть повреждены водой и плывущими по ней предметами элементы пролетных строений (меры предохранения — см. § 87).

Усушка и расстройство сопряжений. Из-за усушки дерева плотность сопряжений нарушается, в дереве появляются трещины и элементы коробятся.

Возникающие вследствие усушки неплотности во врубках и сопряжениях могут вызывать их расстройство, вредно отражающееся на работе моста под временной нагрузкой. В результате образования неплотностей от усушки могут возникать провесы пролетных строений.

Расстройству врубок и сопряжений способствует также плохая пригонка частей при постройке моста.

Трещины от усушки возникают особенно интенсивно в элементах, подверженных прямому действию солнца. Появление трещин уменьшает сопротивление деревянных элементов изгибу и скалыванию (фиг. 632).

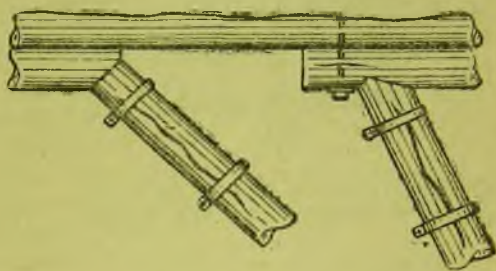
Для избежания вредных последствий усушки леса при сооружении деревянных мостов следует применять сухой лес и следить за тщательностью выполнения врубок, сопряжений и сборки моста.

При осмотре пролетных строений и опор деревянных мостов, в целях лучшего выявления всех дефектов и повреждений, необходимо руководствоваться следующими указаниями.

Состояние врубок. При осмотре врубок необходимо прежде всего выяснить, нет ли в них загнивания. Если древесина здоровая, то нужно также проверить, достаточно ли плотно соединение и нет ли во врулке сколов, значительных обмятий или других повреждений. Сколы наиболее часто наблюдаются в растянутых элементах, а также в зубьях подушек. В случае обнаружения расстройства врубок из-за усушки, плохой пригонки элементов или других причин необходимо укрепить сопряжение постановкой скоб или накладок, замазав или закрасив все щели для предупреждения проникания влаги.

Состояние элементов пролетных строений. При осмотре балочных и подкосных мостов необходимо главное внимание уделить осмотру основных элементов: прогонов, подкосов, подбалок и насадок. При осмотре прогонов и подбалок необходимо проверить, нет ли в них загнивания, не имеется ли провисаний прогонов, нет ли в них трещин. Мелкие трещины в элементах следует зашпаклевать замазкой или, лучше, антисептической суперобмазкой. При наличии больших трещин поврежденные элементы следует стянуть болтами или хомутами (см. фиг. 632). При осмотре насадок важно тщательно проверить места сопряжения их со сваями и убедиться в отсутствии загнивания. При осмотре подкосов необходимо обратить внимание на состояние врубок и подушек, проверить связь подкосов с подвесками и выяснить, нет ли провеса длинных подкосов.

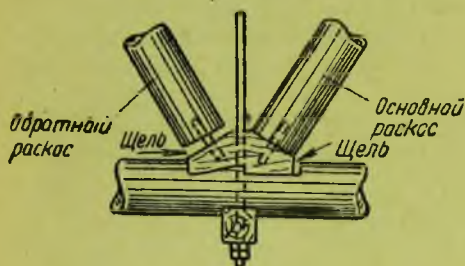
При осмотре ферм Гау наибольшее внимание должно быть обращено на состояние врубок, выявление загнивания и проверку натяжения тяжей. Для суждения о со-



Фиг. 632. Трещины от усушки в элементах подкосного моста.

стоянии ферм следует произвести съемку продольного профиля поясов ферм, расположенных в уровне проезжей части. Так как расстройство сопряжений и ослабление тяжей вызывает провесы ферм, то сопоставление снятых профилей с результатами съемок при предшествующем осмотре дает возможность судить о степени расстройств ферм. Выправление провесов производится подтягиванием тяжей. В фермах Гау тяжи должны быть натянуты так, чтобы при действии временной нагрузки не образовывалось щелей между торцами обратных раскосов и узловыми подушками. Равномерность натяжения тяжей, находящихся в одном узле, можно приблизительно проверить по звуку при простукивании тяжей молотком. В процессе подтягивания и по окончании его следует производить наблюдение за продольным профилем ферм по нивелиру. Кроме подтягивания тяжей, необходимо проверить и все прочие соединения, клинья, шпонки и, в случае надобности, подтянуть их.

При осмотре ферм Гау необходимо также тщательно осмотреть подушки и сопряжения с ними обратных раскосов: в подушках часто обнаруживается раскалывание, а также неплотное прилегание к ним торцов обратных раскосов (фиг. 633). Ответственным местом являются также стыки нижнего пояса, где часто наблюдаются трещины. Обнаруженные трещины нужно зашпаклевать и закрасить; в случае необходимости поврежденные элементы должны быть усилены деревянными или металлическими накладками.



Фиг. 633. Образование щелей от усушки и обмятий в узле фермы Гау.

При осмотре дощатых мостов Тауна, Лембке и других систем главное внимание следует обращать на выявление загнивания. Особенно легко подвергаются загниванию пояса дощатых ферм в местах сопряжения их с досками решетки. При осмотре дощатых ферм необходимо также проверить плотность соединений, натяжение болтов, нагелей и пр. Тщательной проверке следует подвергнуть стыки нижних поясов, выяснив, нет ли расхождения зазора в стыке или трещин в досках вблизи стыка.

При осмотре ферм с кольцевыми и гвоздевыми соединениями необходимо особо внимательно проверить состояние древесины в узлах и сопряжениях. В случае обнаружения загнивания, трещин или раскалывания дерева вблизи соединений необходимо немедленно произвести усиление или же замену поврежденных элементов.

При осмотре деревянных мостов нужно также следить за достаточностью и исправным состоянием имеющихся на мосту противопожарных приспособлений.

Состояние опор и ледорезов. При осмотре опор необходимо прежде всего выяснить, нет ли в них загнивания или повреждений от действия льда. Замеченные дефекты должны быть устранены заменой поврежденных элементов. В свайных и ряжевых опорах загнивание обычно развивается около уровня меженней воды, в опорах на лежнях — в месте опирания стоек на лежни и в самих лежнях. При осмотре опор необходимо также выяснить, нет ли выпучивания длинных свай и стоек, достаточна ли подводная связь между сваями (в глубоких местах). В рамных опорах (особенно многоярусных) необходимо проверить вертикальность положения всех ярусов и убедиться в удовлетворительном состоянии врубок и сопряжений.

При осмотре ряжевых опор следует проверить, нет ли наклона опор и подмылов дна около них.

Осматривая ледорезы, необходимо выявить повреждения элементов, а также выяснить, удовлетворяют ли размеры ледореза и его расположение условиям, необходимым для защиты моста от действия льда.

§ 87. Пропуск ледохода и высокой воды через искусственные сооружения

Подготовительные работы

Отверстия малых мостов (до 2 м) и труб в начале зимы в районах, где не бывает зимних паводков, следует закрывать хворостяными или соломенными щитами (фиг. 634). Щиты предохраняют отверстия сооружения от заноса снегом и должны быть убраны весной перед началом снеготаяния. В районах, где зимой наблюдаются

продолжительные оттепели, отверстия малых искусственных сооружений не закрывают, производя их расчистку после каждой метели и в начале оттепелей.

При первых признаках наступления весны, когда по характеру погоды нельзя уже ожидать сколько-нибудь сильных метелей, должна быть начата расчистка снега у искусственных сооружений для свободного пропуска весенних вод и предотвращения порчи водой искусственного сооружения и примыкающих к нему насыпей и конусов.

При малых искусственных сооружениях (трубы, мосты небольших отверстий) в снегу должна быть прорыта канава шириной не менее отверстия искусственного сооружения и длиной по 20—30 м в каждую сторону (выше и ниже) от сооружения. Одновременно должны быть полностью очищены от снега конусы в мостах или откосы над оголовками в трубах.

У больших мостов, расположенных над суходолами, оврагами и небольшими водотоками, прокапывают широкую канаву по главному руслу, счищают снег с конусов и прокапывают вокруг конусов канавы. Снег при расчистке следует отбрасывать в сторону от искусственного сооружения. Кроме того, вокруг конусов и промежуточных опор нужно производить околку льда.

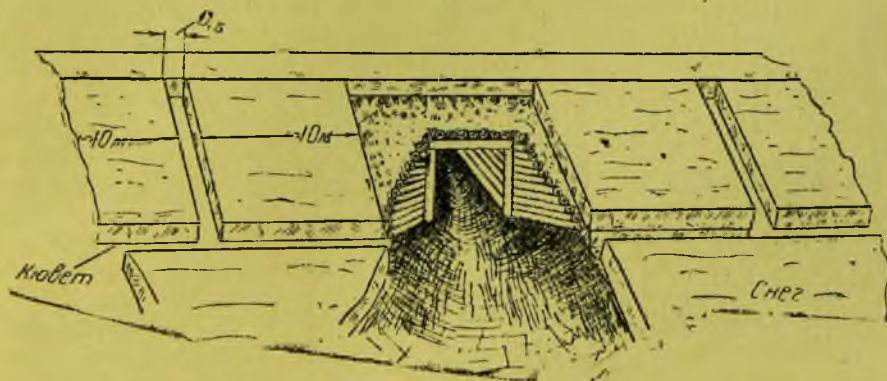
В больших мостах через реки необходимо счищать снег с конусов и вокруг конусов, а также у устоев, быков и ледорезов для околки около них льда.

Вслед за очисткой отверстий искусственных сооружений от снега необходимо произвести очистку от снега кюветов и нагорных канав, подходящих к сооружению. При этом работу следует вести, начиная от выходных кондов.

Чтобы облегчить расчистку снега в местах, подверженных снежным заносам, направление кюветов и нагорных канав отмечают с осени расстановкой деревянных вешек, крепко забитых в землю.



Фиг. 634. Закрытие на зиму отверстия малого искусственного сооружения.



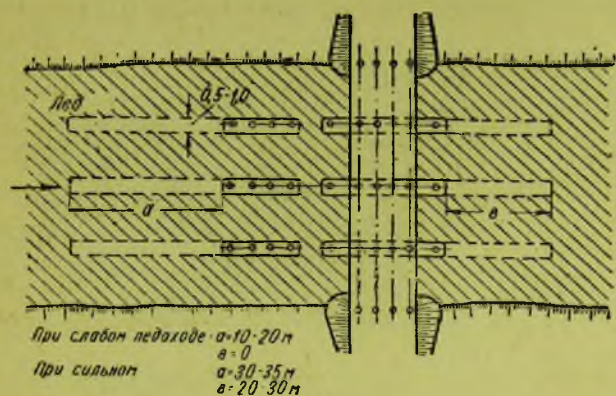
Фиг. 635. Расчистка снега у искусственного сооружения.

Во избежание повреждения откосов высоких насыпей или дамб от таяния снега рекомендуется делать в снегу, покрывающем откосы, через каждые 10 м канавы шириной 0,5 м, направленные перпендикулярно кюветам (фиг. 635). Особенно важны эти меры для откосов, обращенных на север, освобождающихся от снега медленно и пропитывающихся благодаря этому водой. Расчистку снега производят обычным ручным инструментом; могут быть применены и механические снегоочистители в случае их наличия.

Заблаговременно, летом или зимой, должны быть исправлены все дефекты и повреждения опор моста и ледорезов, возникшие во время ледохода и половодья предыдущего года. Срезанные и стертые льдом сваи должны быть наращены, снесен-

ные ледорезы восстановлены, все повреждения исправлены. При этом желательно выяснить причины, повлекшие за собой эти повреждения, и предотвратить возможность их повторения.

У деревянных мостов на реках, где возможно поднятие горизонта воды зимой (например, у мостов, расположенных около плотин, в реках, текущих на север), с момента образования первого осеннего льда окалывают лед вокруг

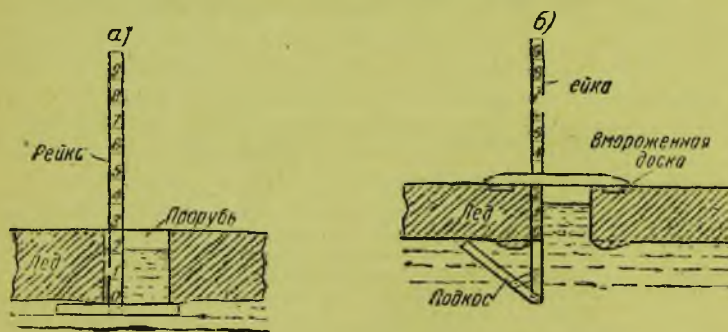


Фиг. 636. Околка льда около опор и ледорезов деревянного моста.

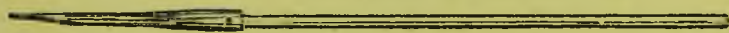
можно ожидать возникновения подмывов, заблаговременно заготавливают рогожные кули или мешки, наполненные землей (желательно суглинистой), камень, хворост, фашины; в особо опасных местах необходимо заготовить фашинные тюфяки и канаты. На случай взрывных работ следует озаботиться заготовкой необходимых материалов.

При наступлении оттепелей и приближении периода ледохода перед опорами и ледорезами моста делают во льду прорезы, шириной не менее 0,5—1,0 м и длиной 10—20 м, предохраняющие мост от повреждений при подвижке льда.

В случае возможности сильного ледохода и при большой толщине льда длину этих прорезей следует увеличивать до 30—35 м, а также делать прорезы длиной



Фиг. 637. Способы промера толщины льда.



Фиг. 638. Пешня.

более правильные промеры при производстве измерения в сильный мороз, когда у краев проруби образуются ледяные наросты. Для промера рейку опускают в прорубь и поворачивают на 90°, после чего производят отсчет.

На реках, где наблюдаются особенно сильные ледоходы, рекомендуется, кроме прорезей, делать также и поперечные борозды; в исключительных случаях прибегают даже к полной очистке реки от льда около моста. В последнем случае расчистку начинают с низовой стороны и подводят льдины шестами и пешнями (фиг. 638) под ледяной слой ниже по течению.

До начала ледохода к искусственным сооружениям должны быть доставлены инструменты и материалы, необходимые для пропуска льда, а также подготовлены в достаточном количестве рабочие. Около мостов, где при высокой воде

можно ожидать возникновения подмывов, заблаговременно заготавливают рогожные кули или мешки, наполненные землей (желательно суглинистой), камень, хворост, фашины; в особо опасных местах необходимо заготовить фашинные тюфяки и канаты. На случай взрывных работ следует озаботиться заготовкой необходимых материалов.

20—30 м ниже моста. Для суждения о возможной интенсивности ледохода необходимо произвести промеры толщины льда. Толщину льда следует измерять в двух местах: у берега и в месте наибольшей глубины реки. Для измерения толщины льда в нем делают продолговатые проруби, направленные длинной стороной вдоль по течению. Промер производят при помощи ледомера (см. § 73) или простой рейки с перекладиной (фиг. 637, а) или подкосом (фиг. 637, б). Рейка с подкосом дает бо-

Значительные повреждения могут быть причинены мосту ледяными полями, движущимися из близлежащих заводов, запруд и т. д. Эта опасность должна быть заранее предотвращена путем прорубки в ледяных полях взаимно перпендикулярных борозд, а при большой толщине льда — взрыванием.

Пропуск ледохода

Во время ледохода скорость течения благодаря подъему воды сильно увеличивается, направление течения часто отклоняется от нормального, около моста образуются водовороты. Поэтому пропуск льда под мостом требует большого внимания, особенно при толстом льде и при сплошном ледоходе.

Во время ледохода должны быть наготове рабочие с лодками, баграми, веревками, спасательными кругами.

При спокойном ледоходе надо следить лишь за правильным проходом льда под мостом, направляя шестами и баграми отдельные льдины и не давая им задерживаться у опор.

В случае подхода к мосту больших льдин их следует разбивать на части пешнями, насаженными на длинные шесты, баграми или ломами, привязанными к веревкам. На больших реках крупные льдины приходится взрывать.

Для подводки зарядов под лед в нем прорубают лунки. Заряд привязывают к деревянной рейке (фиг. 639) или опускают в воду на веревке.

Взрывы льдин нужно производить на достаточном расстоянии от опор моста во избежание их повреждения. Для этого необходимо рассчитывать время взрыва, соотнося его со скоростью движения льдин.

Если, несмотря на принятые меры, перед мостом образуется затор, то должны быть приняты экстренные меры для его ликвидации, так как из-за образующегося при этом подпора воды и возможности неожиданного прорыва затора создается серьезная угроза для моста.

Уничтожение небольших заторов можно производить вручную. Льдины сбивают одну за другой ломami и баграми, начиная с низовой стороны затора, и направляют баграми в пролеты моста.

При сплошном заторе работу можно вести непосредственно со льда; в случае невозможности сойти на лед расчистку затора ведут с лодок. Ликвидация больших заторов требует обычно применения взрывных работ, производимых специальными бригадами. Путем взрывов ниже затора образуется полынь значительного размера (около 100 м в длину и 50 м в ширину). От полыни вверх по течению до затора и на 40—50 м выше него пробивают путем взрывов один или несколько каналов шириной 20—30 м. Расчистку затора ведут с низовой стороны; каналы служат для того, чтобы отделяющиеся при взрывах льдины могли быть унесены течением по каналу к полынье.

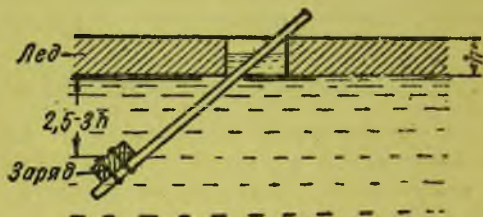
Расчистку заторов нужно производить возможно быстро. Заряды и все необходимые материалы и приспособления должны быть заготовлены заблаговременно.

Пропуск высокой воды

После прохода льда уровень воды в реках обычно продолжает подниматься и достигает максимума через несколько дней после окончания ледохода. Проход высокой воды также сопряжен с рядом опасностей для искусственного сооружения, а потому после прохода льда мост нужно охранять до тех пор, пока не минует опасность размыва.

Во время прохода высокой воды следует производить наблюдения за условиями работы сооружения и режимом реки под мостом. Наблюдения эти имеют целью выяснение степени опасности высокой воды для сооружения, а также выявление характеристик режима реки, важных для будущего.

Наблюдения следует производить: за размываемостью дна реки, конусов, откосов примыкающих к сооружению насыпей и дамб; за колебаниями горизонта воды; за скоростью и направлением течения при различных горизонтах воды и пр.



Фиг. 639. Подрывание льдин.

Во время прохода высокой воды промеры глубины следует делать ежедневно, а при образовании затора или в других случаях увеличения скоростей течения — еще чаще. Промеры глубин делают при помощи шеста с поддоном — футштока или бечевки с грузом — лота. Каждый раз полученные результаты нужно сопоставлять с данными предыдущих промеров для выяснения величины и характера размыва.

В случае обнаружения размывов русла реки, откосов или конусов у сооружения нужно немедленно принимать меры к прекращению этих размывов путем засыпки камнем, рогожными мешками, наполненными землей, обкладки хворостом, фашинами, дощатыми щитами. При сильном размыве может понадобиться опускание фашинных туюфяков, груженных камнем.

Наблюдение за колебаниями горизонта воды производят по специальным водомерным рейкам, прикрепленным к одной или нескольким опорам моста, или же путем отметок, наносимых непосредственно на самих опорах. Рейки следует прикреплять с низовой стороны опор во избежание срыва их льдом. Нуль рейки должен быть связан нивелировкой с репером. Уровень наивысшего подъема воды за время половодья должен быть отмечен зарубкой или краской с указанием года. Эти отметки принято делать на верховой стороне — правого устоя в мостах или на верховом оголовке — для труб.

Если уровень воды поднимается настолько, что может угрожать переливом через насыпь или дамбу, то по бровке дамб необходимо отсыпать земляные валы. Если вода начинает заливать пролетное строение моста, то следует нагрузить настил камнем и зачалить пролетное строение к сваям или деревьям на берегу.

После спада воды необходимо тщательно осмотреть каждое искусственное сооружение, выявить повреждения и принять меры к их устранению.

§ 88. Ремонт искусственных сооружений

Поврежденные искусственные сооружения нужно немедленно ремонтировать. В зависимости от характера и объема необходимых исправлений различают текущий и капитальный ремонты сооружений. Текущий ремонт заключается в небольших исправлениях, укреплении или смене отдельных элементов искусственного сооружения, не требующих большого количества рабочей силы и материалов. Капитальным ремонтом называют крупный ремонт сооружения, заключающийся в полной замене некоторых частей сооружения и требующий значительных работ и материалов.

Характер ремонтных работ и способ их выполнения зависят от особенностей исправляемых дефектов и повреждений и от места их возникновения.

Ремонт проезжей части. Верхний настил деревянной проезжей части, непосредственно подвергающийся действию колес, изнашивается наиболее быстро и требует частого ремонта. Ремонт настила заключается в смене отдельных изношенных или поврежденных досок или же в смене всего настила. Смену верхнего настила при интенсивном движении по мосту приходится делать 1—2 раза в год.

При наличии асфальтового покрытия на мосту необходимо следить за надлежащим исправлением повреждений, возникающих в этом покрытии, так как проникающая через поврежденные места влага может вызвать быстрое загнивание нижележащего деревянного настила.

В частой смене нуждаются также колесоотбойные брусья. Нижний настил и поперечины требуют ремонта значительно реже. При капитальном ремонте (смене) элементов проезжей части работы следует вести поочередно сначала на одной, затем на другой стороне проезжей части, чтобы не прерывать движения по мосту.

Ремонт перил. Наиболее часто наблюдаются повреждения поручней от поломки или загнивания. Загнивание обычно происходит в местах опирания поручня на шипы перильных стоек и в стыках. Особенно благоприятные условия для загнивания возникают при устройстве стыков поручня над перильными стойками (фиг. 640). При ремонте перил необязательно целиком удалять пораженные элементы. Достаточно удалить пораженное место и вставить взамен коротыш, связанный с остальной частью поручня простыми врубками и хомутами, болтами или нагелями. При поломке или загнивании перильных стоек, подкосов или реек заполнения следует заменять их новыми элементами.

Ремонт прогонов. Дефекты и повреждения прогонов, являющихся ответственными несущими элементами конструкции балочных, подкосных и решетчатых мостов, представляют большую опасность.

При незначительных повреждениях и дефектах ослабленное место прогона можно усилить деревянными или металлическими накладками, притянутыми к прогону болтами; работа эта может быть произведена без разборки настила и проезжей части, снизу моста, без перерыва движения. При смене целого прогона или всех прогонов обычно приходится прибегать к снятию всех элементов проезжей части (настилов, поперечин и пр.). Укладку новых прогонов и затем проезжей части ведут в этом случае так же, как при постройке нового моста. В случае недопустимости перерыва движения по мосту смену прогонов можно производить одним из следующих способов.

При достаточной ширине моста может быть разобрана проезжая часть лишь на половине ширины моста с тем, чтобы по другой половине могло продолжаться движение. При этом может потребоваться распиливание поперечин посередине моста и укладка их в дальнейшем из двух частей.

После смены прогонов в одной половине моста по ним укладывают проезжую часть, затем движение переносят на отремонтированную сторону и приступают к ремонту другой половины.

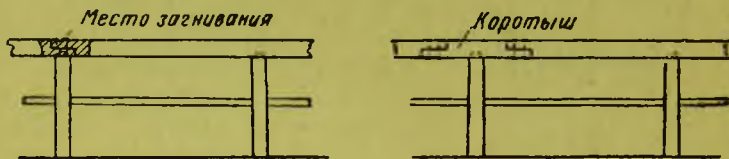
Если ширина моста недостаточна для применения описанного способа ремонта, то смену прогонов можно производить путем заводки новых бревен снизу моста. Заготовленные для смены прогоны желательно ставить со специальных легких подмостей. Для облегчения заводки нового прогона сначала следует несколько приподнять проезжую часть путем подклинивания старых прогонов. Затем может быть заведен новый прогон, концы которого для облегчения заводки могут быть несколько подтесаны (фиг. 641).

После того как новый прогон заведен и уложен рядом со старым, последний может быть вынут целиком или по частям (предварительно распиленный). После окончательной установки на место новый прогон подклинивают для плотного соприкосновения его с проезжей частью.

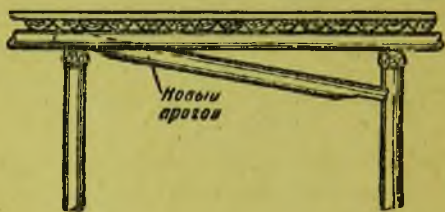
Ремонт насадок, подбалок и свай. Для смены насадок или подбалок необходимо приподнять вышележащую часть конструкции, чтобы иметь возможность снять насадку с шипов. Для этого под прогоны по обе стороны от ремонтируемой насадки подводят временные опоры из бревен, поставленных стоймя на лежни, специально забитые короткие сваи или зимой — на лед.

Сверху на стойки укладывают клинья, подбивкой которых приподнимают прогоны, после чего насадка может быть вынута и заменена новой. При большом весе пролетных строений для подъема их могут потребоваться домкраты.

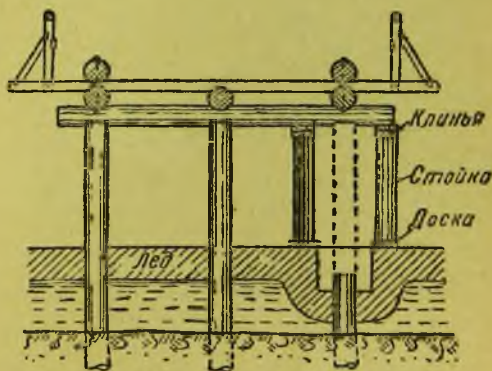
Ремонт свай заключается обычно в замене загнившей или поврежденной льдом части новым бревном. Загнивание свай обычно возникает около уровня воды, а потому при ремонте летом сваю срезают несколько ниже уровня межени и на-



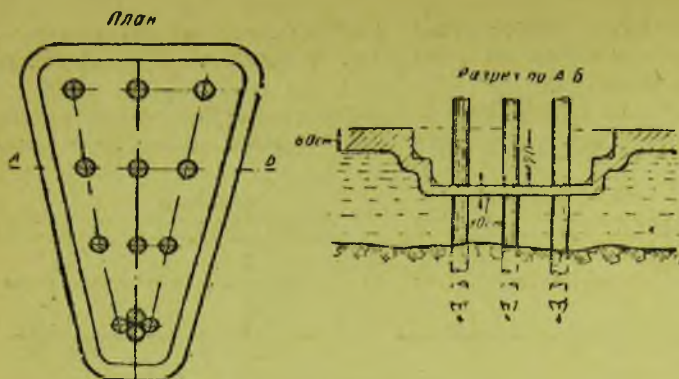
Фиг. 640. Ремонт перил.



Фиг. 641. Заводка нового прогона снизу моста.



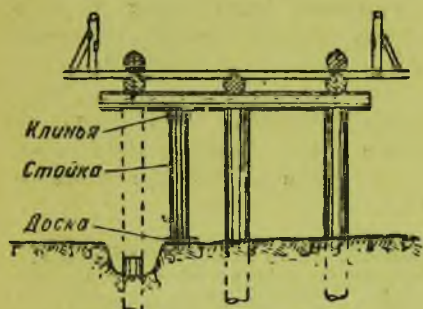
Фиг. 642. Ремонт свай зимой со льда.



Фиг. 643. Ремонт сваи ледореза способом вымораживания.

рацивают новым бревном. Чтобы избежать спиливания свай под водой, удобнее вести работу зимой со льда.

В этом случае путем постепенной оковки льда вокруг дефектной сваи вымораживают углубление во льду, позволяющее произвести спиливание сваи на необходимом уровне. Для поддержания моста во время смены сваи устанавливают временные опоры (стойки) с уложенными на них клиньями (фиг. 642).



Фиг. 644. Ремонт сваи на сухом месте.

Работы способом вымораживания можно вести при средней суточной температуре ниже $12-15^{\circ}$ (ниже нуля), если при этом ежедневные колебания температуры незначительны. Схема вымораживания котлована во льду для ремонта свай ледореза представлена на фиг. 643. Углы котлована в плане закруглены для большей их прочности при действии давления воды.

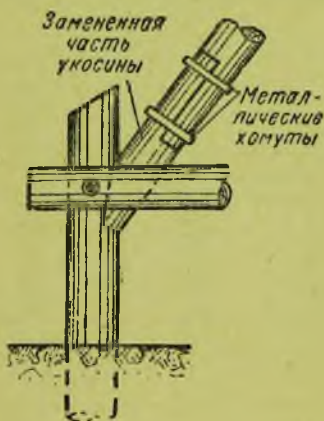
Замена подгнившей части сваи на сухом месте представлена на фиг. 644.

Ремонт укосин свайных опор обычно заключается в частичной замене нижних их частей, поврежденных ударами льдин или же пораженных гниением (фиг. 645). При значительных повреждениях укосину приходится заменить новой.

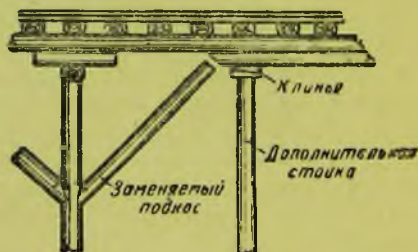
Загнившие или поврежденные льдом откосные сваи опор обычно заменяют новыми. При этом новая откосная свая может быть забита рядом со старой, по оси опоры,

что вызовет небольшое изменение угла наклона укосины и потребует пригонки верхней и нижней врубок укосины.

Ремонт элементов подкосной конструкции в подкосных мостах обычно требует так



Фиг. 645. Частичная смена укосины.

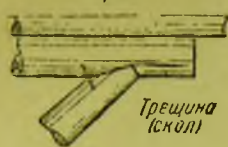


Фиг. 646. Смена подкоса ригельно-подкосного моста.

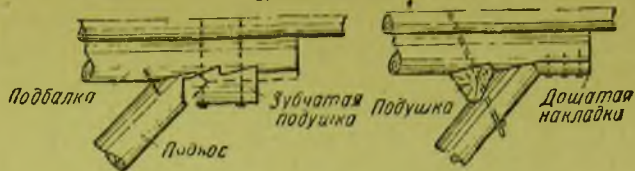
называемого вывешивания пролетного строения, т. е. подведения под него легких подмостей, козел или стоек. Путем подклинивания пролетное строение слегка приподнимают, что позволяет вынуть сменяемые элементы подкосной конструкции и заменить их новыми. На фиг. 646 схематически представлена смена подкоса ригельно-подкосного моста. В случае обнаружения сколов во врубках примыкания подкосов к подбалкам исправление этих сопряжений может быть произведено постановкой зубчатых подушек или накладок на гвоздях (фиг. 647).

Щели и неплотности между элементами конструкции, возникшие вследствие усушки и расстройств сопряжений, устраняют подтягиванием болтов и заполнением (подклинкой)

Схема повреждения



Способы исправления



Фиг. 647. Способы ремонта сопряжения подкоса с подбалкой.

деревянными или, лучше, металлическими прокладками. Металлические прокладки для предохранения от выпадания следует устраивать с ушками (фиг. 648), служащими для прикрепления прокладок шурупами к деревянному элементу. Мелкие щели, неплотности и трещины должны быть тщательно зашпаклеваны. Крупные трещины в элементах стягивают болтами или хомутами (см. фиг. 632).

Текущий ремонт элементов главных ферм решетчатых пролетных строений сводится к смене отдельных мелких элементов, устранению неплотностей, замене (где это возможно) загнивших частей и т. д.

На фиг. 649 показана часть ноги portalной рамы фермы Гау, в которой произведена замена загнившей части древесины деревянным вкладышем. Вкладыш должен быть из вполне сухого, пропитанного антисептиком леса. Такие вкладыши, поставленные в сжатых элементах, плотно пригнанные к гнезду и прикрепленные гвоздями или болтами, эффективно включают в работу элемента от временной нагрузки.

В растянутых элементах такие вкладыши не могут участвовать в работе и служат лишь для заполнения гнезда, получившегося после расчистки загнившей части древесины.

Имели место попытки заделки расчищенных мест при помощи бетонных пломб, армированных проволокой, прикрепленной к забитым в гнезде гвоздям. Такие пломбы хорошо участвуют в работе сжатых элементов от временной нагрузки, но не могут быть рекомендованы, так как создают опасность загнивания древесины, соприкасающейся с бетоном.

При капитальном ремонте или смене основных элементов главных ферм сквозных пролетных строений приходится вывешивать пролетные строения, подводя под них временные опоры или рабочие подмости.

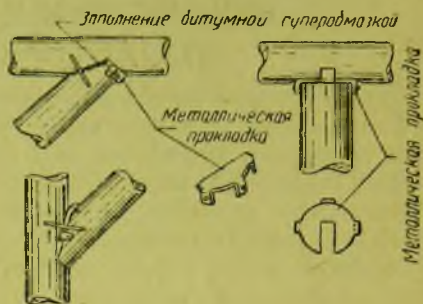
Конструкция рабочих подмостей для капитального ремонта пролетного строения с фермами системы Гау с ездой понизу представлена на фиг. 650 (см. вклейку). Подмости для удобства ремонтных работ в уровне нижних и верхних поясов устроены двухъярусными.

Вывешивание главных ферм производят при помощи клиньев, опирающихся на клетки (под нижними поясами) или пакеты (под верхними поясами) из брусьев.

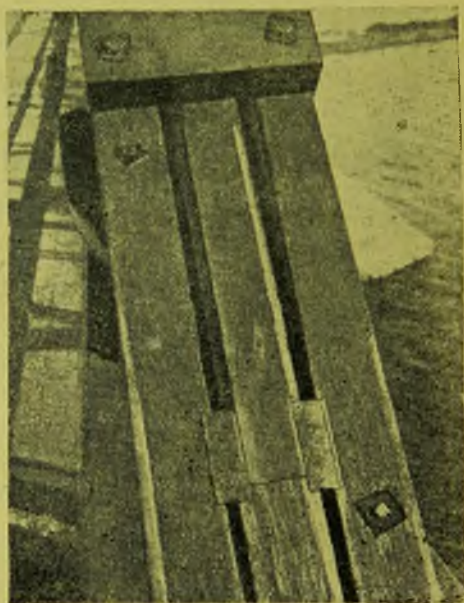
Забивку свай подмостей производят копром с легких рабочих подмостей, устраиваемых под ремонтируемым мостом.

Ремонт элементов ледорезов производится приемами, аналогичными изложенным выше приемам ремонта опор.

Во всех случаях ремонта деревянных мостов работы удобнее всего вести зимой со льда.



Фиг. 648. Заполнение щелей металлическими прокладками.



Фиг. 649. Замена подгнившей древесины деревянным вкладышем.

РЕКОНСТРУКЦИЯ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ *

В связи с изменением экономической значимости отдельных районов, ростом производительности промышленности и сельского хозяйства и другими факторами, ранее существовавшие дороги во многих случаях перестают удовлетворять требованиям возрастающей грузонапряженности как по тоннажу обращающихся грузов, так и по интенсивности движения. Возникает необходимость в реконструкции дорог и соответствующем переустройстве искусственных сооружений.

Немалую роль в вопросе реконструкции дорог и искусственных сооружений играют также специальные требования оборонного значения.

Реконструкция деревянных мостов на автомобильных дорогах обычно сводится к выполнению следующих работ:

- 1) уширение моста для увеличения его пропускной способности,
- 2) усиление моста для пропуска более тяжелых автомобильных и специальных грузов,
- 3) одновременное уширение и усиление моста.

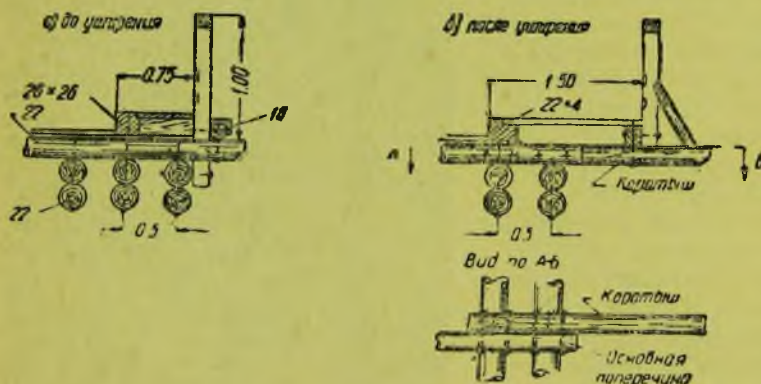
§ 89. Уширение мостов

Уширение деревянных мостов может заключаться в одновременном уширении проезжей части и тротуаров (при возрастании интенсивности автомобильного и пешеходного движения) или только одной проезжей части. Реже встречается необходимость в уширении одних только тротуаров.

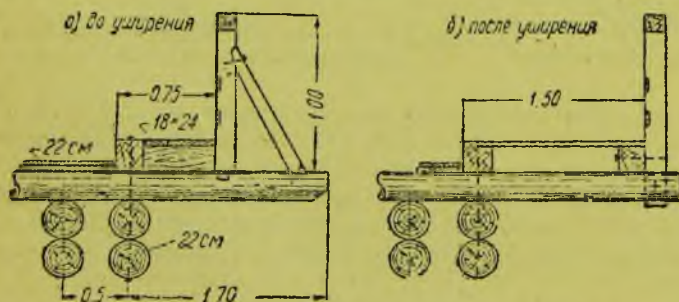
1. Уширение тротуаров.

В мостах с тротуарами, расположенными над прогонами, уширение тротуаров может быть произведено удлинением поперечин при помощи коротышей, свешивающихся в виде консолей и связанных с поперечинами болтами (фиг. 651).

В мостах с тротуарами, расположенными на консолях, небольшое их уширение может производиться путем замены имеющейся конструкции перил, подпертых под-

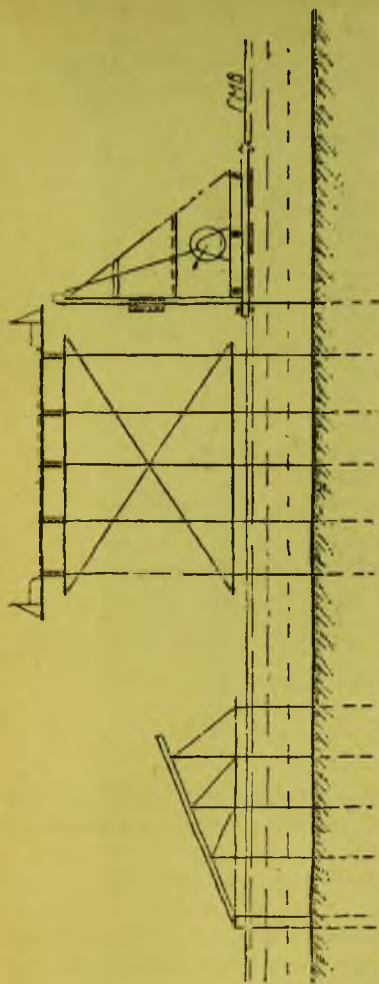


Фиг. 651. Уширение тротуара удлинением поперечин при помощи коротышей.



Фиг. 652. Уширение тротуара путем изменения конструкции перил.

* Глава XVI подготовлена к печати инж. Ю. С. Ланцбергом.



Фиг. 653. Схема забивки свай для уширения опоры балочного моста.

косом, упрощенной конструкцией с прикреплением перильных стоек к тротуарному брусу (фиг. 652).

В случаях, когда уширение тротуара описанными способами невозможно, приходится прибегать к установке под уширенные тротуары дополнительных прогонов (см. ниже).

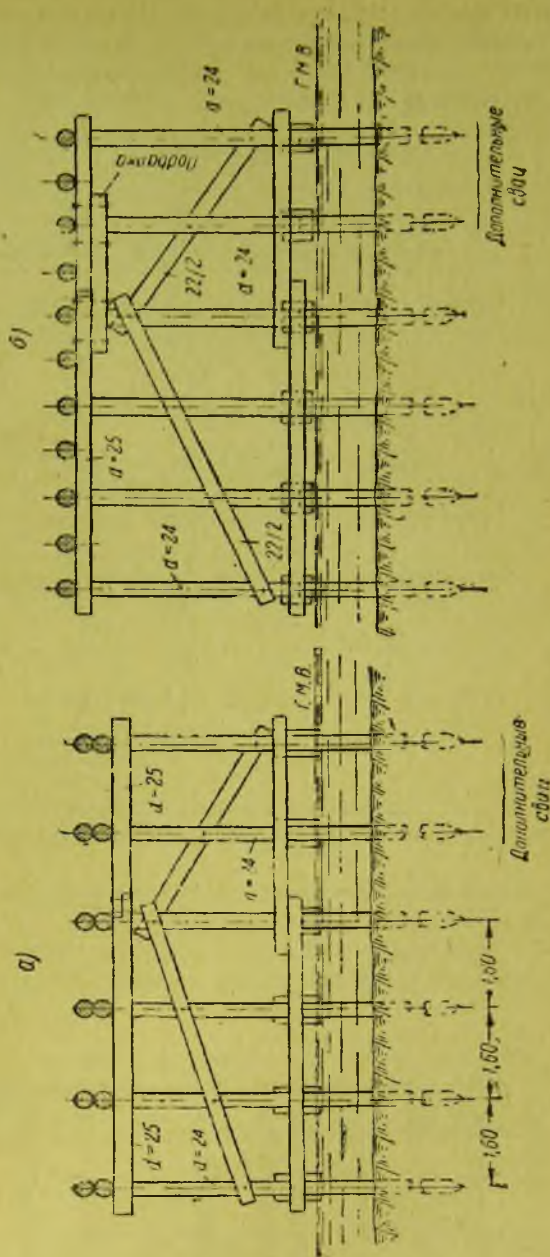
2. Уширение балочных и подкосных мостов

Небольшое уширение одной лишь проезжей части в мостах с тротуарами, расположенными над прогонами, достигается удлинением поперечин и использованием получающегося уширения для проезжей части.

Таким путем может быть осуществлено лишь незначительное уширение ездового полотна, а потому при реконструкции мостов чаще приходится прибегать к уширению проезжей части при помощи установки дополнительных прогонов.

Постановка дополнительных прогонов требует уширения существующих опор моста.

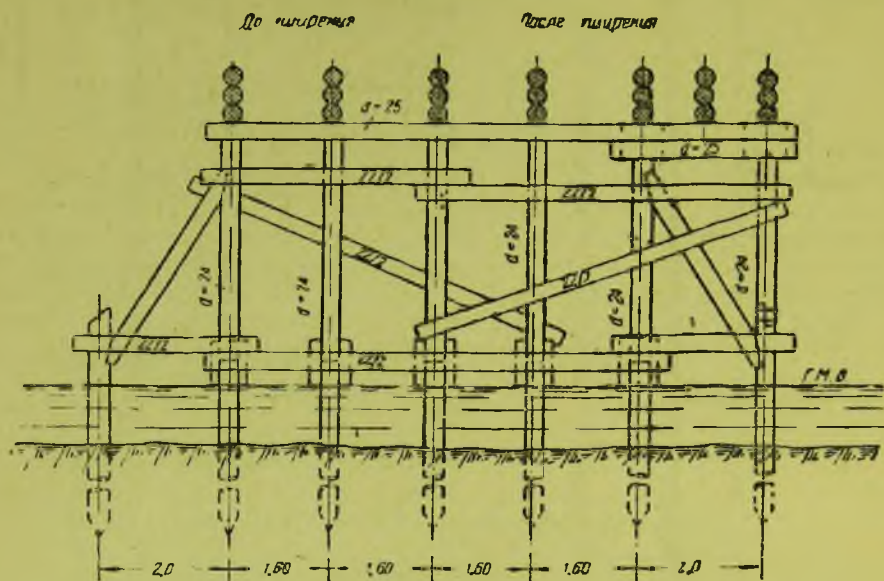
Уширение опор осуществляется забивкой дополнительных свай с низовой стороны моста (свободной от ледорезов) при помощи копра, установленного наплаву (фиг. 653), на рабочих подмостях или зимой на льду. Необходимое для уширения опоры удлинение насадки может быть выполнено (при сосредоточенных прогонах) сопряжением в полдерева (фиг. 654, а) или (при сближенных прогонах, вызывающих работу насадки на изгиб) при помощи подбалки (фиг. 654, б).



Фиг. 654. Уширение свайных опор.

При опорах с укосинами небольшое уширение моста может быть достигнуто путем использования откосной сваи с сохранением самой укосины.

На фиг. 655 приведен пример такого уширения моста; так как расстояние до наращенной укосиной сваи больше, чем расстояние между основными сваями

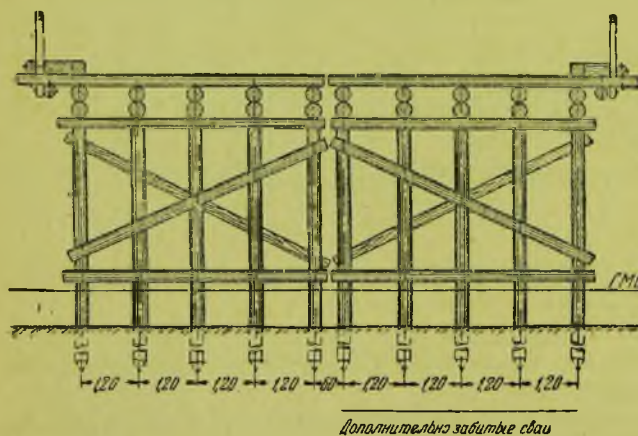


Фиг. 655. Уширение моста с использованием откосной сваи.

опоры, то на уширенном участке установлены два прогона — один над сваями и другой между сваями. Насадка на участке, работающем на изгиб, устроена двухъярусной.

Использование откосных свай для уширения моста возможно только при достаточной глубине их забивки.

При необходимости значительного уширения балочных мостов дополнительно возводимая часть устраивается с низовой стороны моста и может осуществляться в виде независимой конструкции, не связанной со старым мостом (фиг. 656).



Фиг. 656. Поперечное сечение моста при уширении проезжей части вдвое.

Уширение подкосных мостов производится преимущественно путем добавления новых подкосных ферм и забивки дополнительных свай.

В отдельных случаях оказывается возможным уширение подкосных мостов путем использования откосных свай.

3. Уширение мостов с решетчатыми фермами

Уширение мостов с решетчатыми фермами представляет значительные трудности и часто вообще оказывается невозможным.

Небольшое уширение проезжей части в случае расположения тротуаров внутри пролетных строений может быть достигнуто перенесением их на консоли.

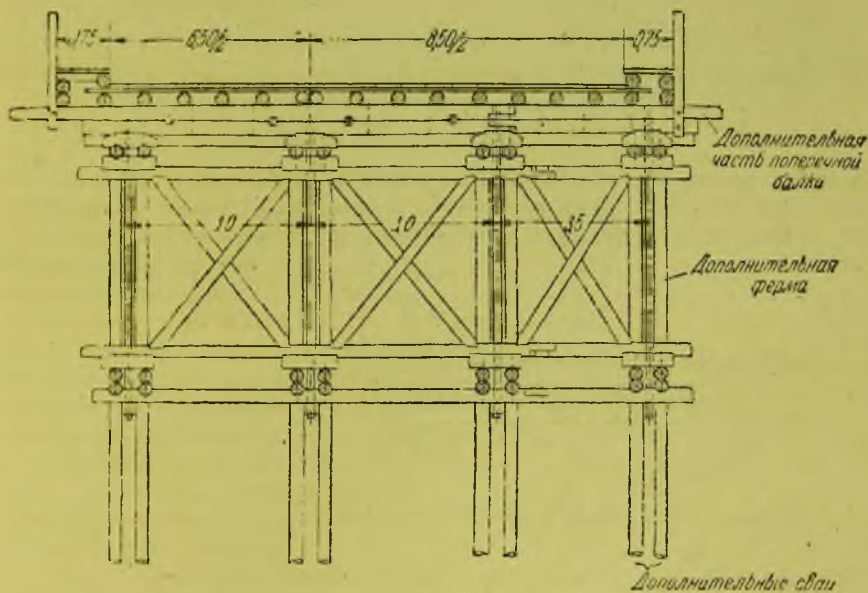
Необходимое для этого удлинение поперечных балок осуществляется путем прикрепления к концам старых поперечных балок дополнительных консольных коротышей.

В мостах с ездой понизу более значительное уширение можно произвести только добавлением еще двух ферм, с устройством отдельных полос для движения. Такое уширение фактически сводится к постройке рядом с существующим мостом второго моста.

Так как наиболее часто возникает необходимость уширения мостов с проезжей частью в 4,5 или 5,5 м до 6,5—7 м, то применение такого способа уширения, как правило, оказывается нерациональным и более целесообразна обычно перестройка пролетных строений заново, с частичным использованием старых опор.

Мосты с решетчатыми фермами и ездой поверху могут быть уширены путем добавления новых ферм.

Дополнительные фермы обычно приходится располагать с низовой стороны моста, устраивая одновременно и уширение опор путем забивки дополнительных свай с удлинением насадок.



Фиг. 657. Уширение моста с ездой поверху при помощи дополнительной фермы.

Дополнительную ферму связывают со старым пролетным строением продольными и поперечными связями.

На фиг. 657 представлена конструктивная схема уширения моста с ездой поверху путем постановки дополнительной фермы.

§ 90. Усиление мостов

Необходимое усиление деревянных автодорожных мостов при их реконструкции зависит от относительного повышения интенсивности работы конструкции под нагрузкой и может заключаться в следующем:

- усиление отдельных слабых элементов конструкции;
- усиление узлов и сопряжений;
- добавление в конструкцию новых несущих элементов;
- усиление конструкции путем изменения ее расчетной схемы.

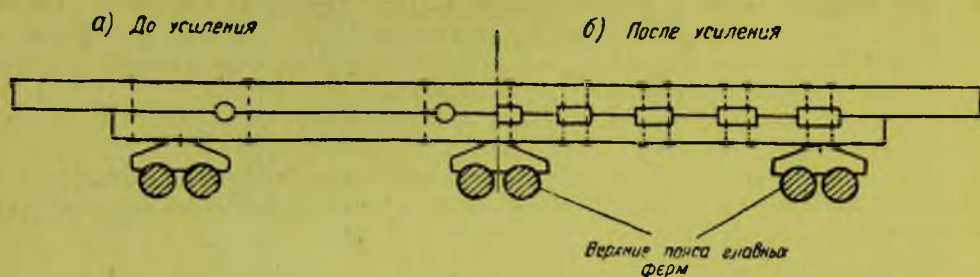
Выбор того или иного способа усиления сооружения зависит главным образом от увеличения расчетной нагрузки, типа конструкции и предполагаемого срока дальнейшей службы моста.

Усиление проезжей части

Усиление проезжей части в балочных и подкосных мостах может производиться заменой слабых элементов (досок, настила, поперечин) более мощными.

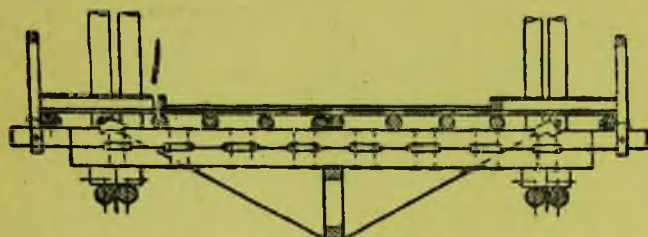
Усиление поперечин может также производиться путем укладки новых поперечин в промежутках между имеющимися.

Прогоны проезжей части мостов с решетчатыми фермами, так же как и поперечины, могут быть усилены. Для этого элементы могут быть заменены более мощными или число их увеличено.



Фиг. 658. Способы усиления поперечных балок путем превращения их из сложных в составные.

Как правило, замену и добавление поперечин и прогонов в проезжей части мостов следует производить с удалением настила по тщательной подгонкой укладываемых элементов. В



Фиг. 659. Усиление поперечной балки шпренгелем.

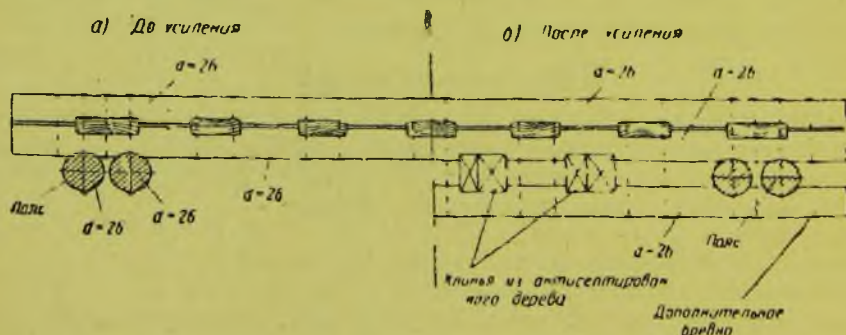
случае необходимости возможна также заводка элементов снизу.

Усиление поперечных балок в мостах с решетчатыми фермами при сложном сечении балок легко достигается постановкой колодок и превращением таким образом сечения поперечной балки из сложного в составное (фиг. 658).

Усиление сложных балок из брусьев может осуществляться постановкой металлических пластинчатых или фасонных шпонок.

Усиление поперечных балок в мостах с ездой понизу может производиться постановкой шпренгеля (фиг. 659).

При опирании поперечных балок непосредственно на пояса возможно усиление поперечной балки постановкой снизу бревна, соединенного с основной балкой клин-



Фиг. 660. Усиление поперечной балки подведением дополнительного бревна.

видными шпонками и болтами (фиг. 660). В некоторых случаях усиление поперечных балок может быть произведено путем укладки по бокам дополнительных элементов, опирающихся на пояса главных ферм рядом с узловыми подушками.

При брусчатых элементах проезжей части усиление поперечин, прогонов и поперечных балок может быть осуществлено путем нашивки по их бокам досок.



Фиг. 661. Усиление балочных мостов путем превращения их в подкосные.

Усиление балочных пролетных строений

Усиление балочных пролетных строений проще всего достигается введением дополнительных прогонов.

Установка новых прогонов производится снизу, причем в мостах, не имеющих подбалок с прогонами, уложенными вразбежку, производство этой работы труднее, чем в мостах, имеющих подбалки.

Усиление двух- и трехрусных прогонов балочных пролетных строений может быть осуществлено и без добавления новых прогонов путем превращения сложного сечения прогона в составное на шпонках или колодах.

В отдельных случаях может оказаться экономически выгодным и удобным усиление прогонов балочных мостов путем добавления сверху лишнего яруса. Этот способ усиления довольно прост, однако требует разборки проезжей части, вызывает поднятие уровня проезда на мосту и требует подсыпки насыпей подходов.

Другой способ усиления балочных мостов при их реконструкции заключается в превращении их в подкосные мосты путем подведения под прогоны треугольно-подкосной или ригельно-подкосной системы (фиг. 661).

На фиг. 662 приведен пример усиления балочного моста постановкой треугольных подкосов и затяжки.

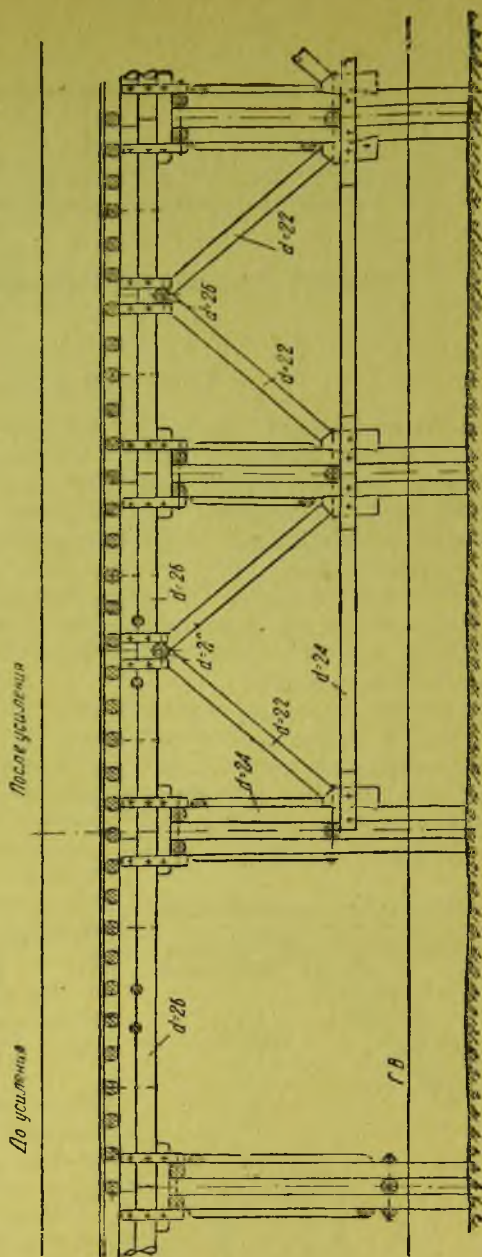
В некоторых случаях (при наличии круглой или полосовой стали) может оказаться целесообразным усиление балочных пролетных строений путем подведения под них металлических шпренгелей (фиг. 663).

Недостаток указанных способов усиления заключается в том, что введение треугольных подкосов и, особенно, затяжки значительно стесняет подмостовой габарит и часто не может быть осуществлено по условиям режима реки и требованиям лесосплава.

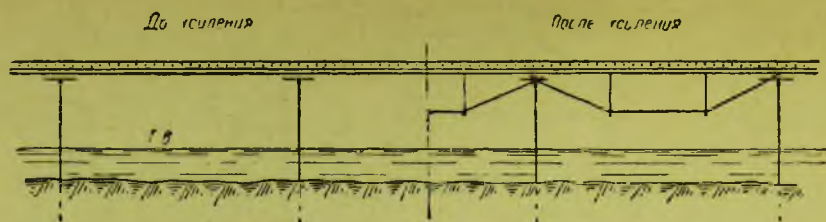
Наиболее эффективно усиление балочных пролетных строений достигается путем подведения новых дополнительных опор.

Дополнительные опоры устраивают путем забивки под существующим мостом свай и наращивания их стойками или целыми рамами. Для правильного опирания прогонов на новую опору производится их подклинивание.

Забивка свайных опор или подведение рамных опор может служить не только для усиления существующих пролетных строений, но и для разгрузки их опор.



Фиг. 662. Усиление балочного моста подкосами с затяжками.



Фиг. 663. Усиление балочного моста постановкой металлических шпрангелей.

Усиление подкосных мостов

При повышении обращающейся по мосту расчетной временной нагрузки в подкосных мостах обычно в первую очередь возникает необходимость в усилении врубок и сопряжений элементов подкосной конструкции.

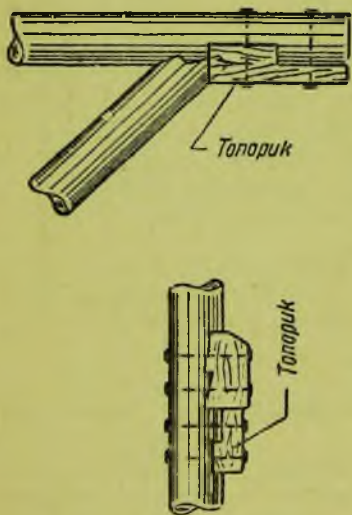
Усиление сопряжений требует увеличения площадей смятия и скалывания во врубках или же устройства каких-либо дополнительных элементов, способных передавать возросшие усилия.

В случае необходимости небольшого усиления сопряжений может оказаться достаточной постановка дополнительных металлических накладок на болтах. Усиление сопряжения в этом случае определяется усилиями, могущими передаваться через болты, стягивающие накладки.

Развитие площади смятия может быть достигнуто постановкой дополнительных подушек в форме „топорика“ (фиг. 664).

При наличии достаточного места усиление сопряжений может осуществляться постановкой упорных зубчатых подушек.

Усиление сопряжения, работающего на смятие торцов, может быть достигнуто вставкой дубовых подушек или металлических прокладок.



Фиг. 664. Усиление сопряжений дополнительными подушками в форме „топорика“.

При постановке дополнительных деревянных элементов для усиления существующей конструкции необходимо изготовлять их из хорошо просушенного леса и тщательно пригонять к основным элементам.

Увеличение грузоподъемности подкосных пролетных строений, кроме усиления сопряжений, может потребовать усиления и основных элементов конструкции.

Прогоны подкосных мостов, подбалки и ригели могут быть усилены превращением их сечений из сложных в составные, добавлением лишнего яруса и другими приемами, применяемыми для усиления прогонов балочных мостов.

Усиление подкосов может быть осуществлено постановкой связей, уменьшающих их свободную длину при работе на продольный изгиб как в плоскости, так и из плоскости фермы.

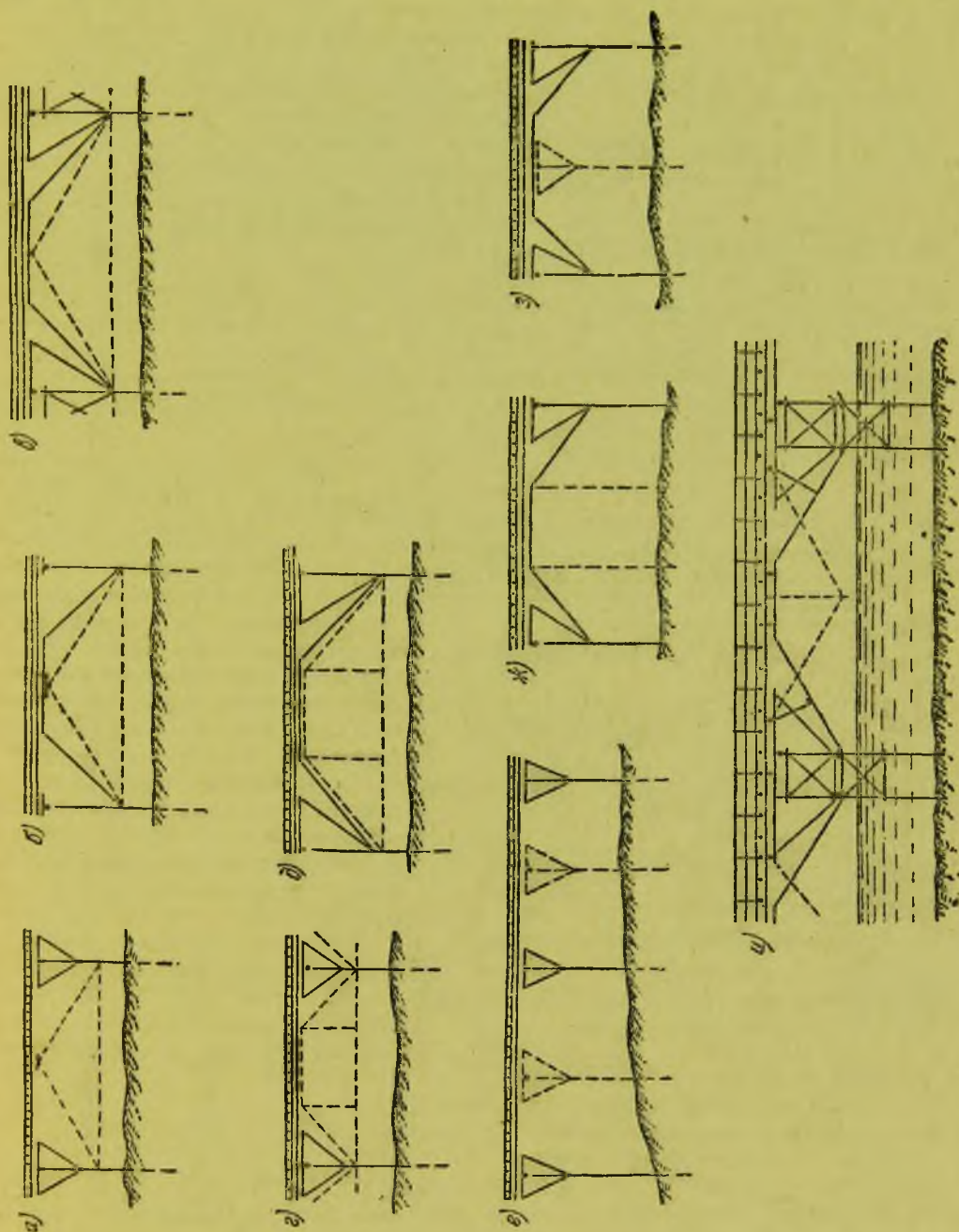
Более существенное усиление подкосных мостов достигается введением новых элементов или изменением расчетной схемы конструкции.

Наибольшее распространение, благодаря простоте осуществления и эффективности, получил способ усиления подкосных мостов при помощи дополнительных треугольных подкосов с затяжкой (фиг. 665, а, б и в).

При больших пролетах дополнительные подкосы получаются очень длинными и более целесообразным оказывается усиление при помощи дополнительной ригельно-подкосной системы (фиг. 665, г и д).

Грузоподъемность подкосных мостов может быть повышена наиболее сильно путем подведения дополнительных опор (фиг. 665, е, ж и з). Однако, подведение дополнительных опор не всегда возможно ввиду стеснения русла реки.

В отдельных случаях усиление ригельно-подкосных пролетных строений может быть осуществлено постановкой деревянного или металлического шпренгеля (фиг. 665, и).



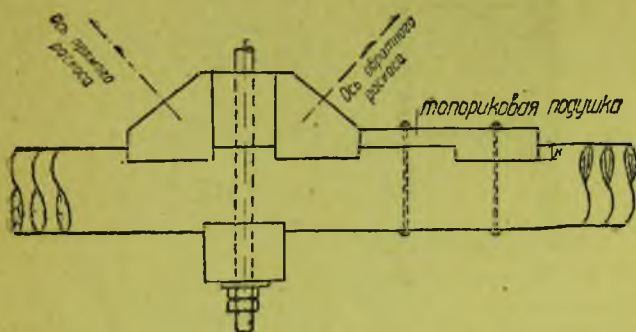
фиг. 665. Способы усиления подкосных мостов.

Все описанные способы усиления подкосных пролетных строений с изменением расчетной схемы конструкции в конечном итоге сводятся к введению дополнительных упругих или жестких опор. Поэтому при производстве работ следует стараться передать на вновь вводимые элементы не только действие временной нагрузки, а полностью или частично включить дополнительные элементы в работу и от постоянной нагрузки.

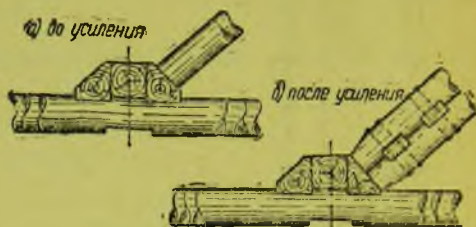
Включение элементов в работу от постоянной нагрузки может быть достигнуто предварительным вывешиванием (подклиниванием или поднятием домкратами) пролетных строений.

Усиление подкосных мостов может осуществляться также добавлением новых подкосных ферм, помещаемых между существующими.

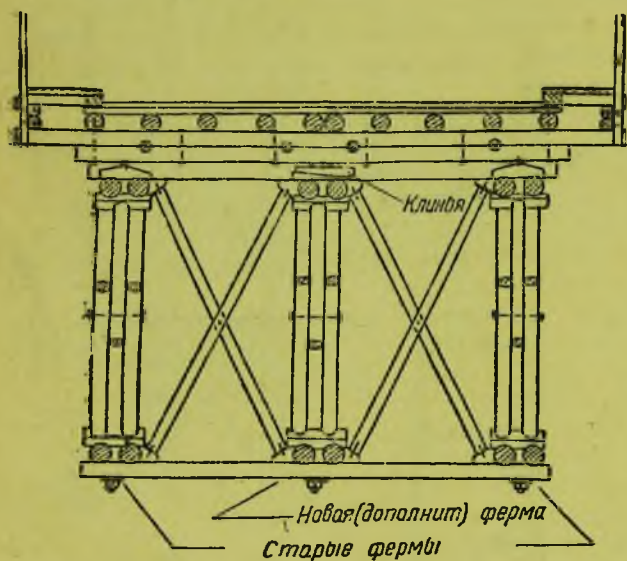
Введение новых подкосных ферм, как правило, требует усиления опор и забивки дополнительных свай.



Фиг. 666. Усиление узловой подушки фермы Гау.



Фиг. 667. Усиление раскоса фермы Гау добавлением новых бревен.



Фиг. 668. Усиление пролетного строения с ездой поверху путем добавления новой фермы.

Усиление пролетных строений с решетчатыми фермами

Усиление пролетных строений с решетчатыми фермами при езде поверху может быть произведено следующими способами:

1) постановкой одной или двух дополнительных ферм по ширине моста, воспринимающих на себя часть нагрузки,

2) усилением сопряжений и сечений отдельных элементов конструкции,

3) усилением ферм подпружными элементами — аркой или шпренгелями.

Усиление пролетных строений с ездой понизу может быть произведено путем:

1) усиления сопряжений и увеличения сечений отдельных эле-

ментов пролетного строения,

2) сокращения свободной длины сжатых элементов,

3) постановки дополнительных элементов решетки,

4) устранения местного изгиба в поясах,

5) устройства подпружных арок или шпренгелей.

Усиление узловых сопряжений в пролетных строениях системы Гау может осуществляться постановкой дополнительных упорных «топориковых» подушек, располагаемых со стороны обратного раскоса и плотно пригнанных своим торцом к основной подушке (фиг. 666).

Усиление отдельных элементов в решетчатых фермах из брусев или бревен может производиться путем замены этих элементов новыми, более мощными. Возможно также усиление элементов путем увеличения их сечения, добавления новых элементов (фиг. 667).

Усиление дощатых ферм типа Тауна может производиться добавлением лишнего яруса досок в поясах, а также введением новых раскосов в промежутки между имеющимися и добавлением стоек и поясов жесткости.

При необходимости капитального усиления грузоподъемности решетчатых пролет-

ных строений прибегает к добавлению новых ферм, подведению дополнительных опор или устройству подпружных элементов.

Добавление новых ферм в существующие пролетные строения представляет собой один из наиболее распространенных способов их усиления.

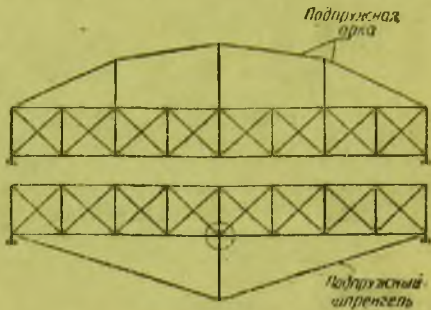
На фиг. 668 представлено поперечное сечение пролетного строения системы Гау с ездой поверху, усиленного введением третьей фермы, расположенной между двумя старыми. Поперечные балки проезжей части не разрезаны над новой фермой и опираются на нее при помощи клинсьев, необходимых для регулирования передачи давлений на новую ферму, так как вследствие обмятий в сопряжениях в течение первого периода эксплуатации новая ферма может дать значительные провесы и выключиться из работы. Регулирование давлений, передаваемых на вновь включенную ферму, практически очень трудно, а потому целесообразнее разрезать поперечные балки над новой фермой, что будет служить гарантией полного участия добавленной фермы в работе пролетного строения.

Подведение новых опор превращает существующие однопролетные решетчатые фермы в двух- и трехпролетные неразрезные. Этот способ усиления значительно повышает грузоподъемность пролетных строений, но требует проверки расчетом элементов решетки в панелях, примыкающих к дополнительным опорам, и, в случае необходимости, их усиления.

Дополнительные опоры, в зависимости от грунта русла и режима реки, могут быть свайными, рамными или ряжевыми.

Бойка свай для дополнительных опор при достаточной высоте моста над водой производится копром, установленным наплаву или на специальных рабочих подмостях. При недостаточной высоте под мостом, не позволяющей расположить внизу копер, бойку свай можно производить непосредственно с моста. В последнем случае работы нужно вести с осторожностью, чтобы динамическими воздействиями при бойке свай не расстроить конструкции пролетных строений.

Усиление пролетных строений дополнительными подпружными элементами представлено на фиг. 669.



Фиг. 669. Усиление решетчатых пролетных строений подпружными элементами.

О Г Л А В Л Е Н И Е

Предисловие	2
Глава I. Общие сведения о мостах	3
§ 1. Основные понятия	3
Основные системы мостов	9
Основные элементы пролетных строений мостов	9
§ 2. Основные требования, предъявляемые к мосту	10
Глава II. Основные данные для проектирования мостов	12
§ 3. Общие сведения	12
§ 4. Определение генеральных размеров моста	13
§ 5. Определение наивыгоднейшей разбивки моста на пролеты	19
§ 6. Расчетные нагрузки мостов	22
Временная вертикальная нагрузка	23
Горизонтальные нагрузки	29
Глава III. Общие сведения о деревянных мостах	32
§ 7. Материал деревянных мостов	32
Лесной материал	32

Сортамент лесного материала	33
Металлические элементы и скрепления	34
Основные характеристики дерева как строительного материала	35
§ 8. Исторический очерк развития строительства деревянных мостов	37
§ 9. Основные системы современных деревянных мостов	49
Глава IV. Балочные мосты	53
§ 10. Общие сведения	53
§ 11. Простейшие балочные мосты	54
§ 12. Проезжая часть деревянных мостов	57
Типы настилов	57
Тротуары и перила	57
§ 13. Балочные мосты со сближенными прогонами	61
§ 14. Балочные мосты с сосредоточенными прогонами	67
§ 15. Балочные мосты американского типа	69
§ 16. Балочные мосты с составными прогонами	74
§ 17. Сопряжение моста с насыпью	76
§ 18. Затопляемые мосты	79
Глава V. Подкосные мосты	81
§ 19. Общие сведения о подкосных мостах и основные системы их	81
§ 20. Мосты трапециoidalно-подкосной системы	83
§ 21. Мосты ригельно-подкосной системы	85
§ 22. Мосты треугольно-подкосной системы	89
§ 23. Мосты комбинированных подкосных систем	93
§ 24. Мосты арочно-подкосной системы	100
Глава VI. Расчет балочных и подкосных мостов	103
§ 25. Расчет элементов проезжей части	103
Расчет простейшего настила	103
Расчет двойного настила	104
Расчет американского асфальтированного настила	105
Расчет поперечин	105
Расчет перил	106
Расчет щита в сопряжении моста с насыпью	109
§ 26. Расчет элементов балочных мостов	110
Расчет прогонов	110
Упругое распределение нагрузки на прогоны	113
Расчет прогонов на подбалках	116
Расчет балок составного сечения на шпонках или колодках	117
Расчет насадки	120
Расчет свай	120
Расчет свайных опор на давление ветра	122
§ 27. Расчет мостов треугольно-подкосной системы	123
§ 28. Расчет мостов трапециoidalно-подкосной системы	124
§ 29. Расчет мостов ригельно-подкосной системы	127
§ 30. Расчет комбинированных подкосных систем	132
§ 31. Расчет арочно-подкосных мостов	133
§ 32. Расчет многопролетных ригельно-подкосных мостов с упругими опорами	134
§ 33. Расчет врубок и сопряжений подкосных мостов	140
Примыкание подкосов к прогону	140
Сопряжение подкоса с ригелем	140
Сопряжение подкоса с подбалкой	140
Сопряжение подкоса со свайей при помощи зубчатой подушки	142
§ 34. Расчет опор подкосных мостов	142
Общие сведения	142
Расчет колодок	144
Расчет болтов	146
Расчет сопряжения свай с насадкой	146
Расчет свай	147
Расчет широких решетчатых опор	148
Глава VII. Деревянные арочные мосты	149
§ 35. Основные схемы арочных мостов	149
Арочные мосты с ездой поверху	149
Арочные мосты с ездой понизу	151
§ 36. Конструкция арок	152
Типы сечений арок	152
Сопряжение арок с опорами	154
Связи между арками	154

§ 37. Конструкция арочных мостов с ездой поверху	155
§ 38. Расчет деревянных арок	162
Глава VIII. Деревянные трубы	166
§ 39. Общие сведения	166
§ 40. Конструкция деревянных труб	167
Треугольные трубы	167
Прямоугольные и трапециoidalные трубы	169
Круглые трубы	173
Расчет деревянных труб	173
Глава IX. Деревянные мосты с решетчатыми фермами	176
§ 41. Общие сведения	176
§ 42. Подвесные мосты	178
§ 43. Конструкция подвесных мостов	179
§ 44. Расчет подвесных ферм	182
§ 45. Пролетные строения с ригельно-раскосными фермами	182
§ 46. Общие сведения о пролетных строениях системы Гау	185
Главные фермы	185
Связи между фермами	187
§ 47. Проезжая часть мостов системы Гау	189
При езде поверху	189
При езде понизу	190
§ 48. Конструктивные детали главных ферм системы Гау	192
Пояса	192
Раскосы	194
Подушки	194
Тяжи ферм Гау	195
§ 49. Примеры конструкции пролетных строений системы Гау	196
Пролетные строения с ездой поверху	196
Пролетные строения с ездой понизу	204
§ 50. Расчет ферм системы Гау	212
Линии влияния усилий в фермах Гау	212
Поперечная установка нагрузки	213
Определение усилий в элементах ферм Гау	214
Учет начального натяжения ферм	215
§ 51. Конструктивные расчеты элементов и сопряжений ферм системы Гау	217
Пояса	217
Расчет стыка пояса, перекрытого металлическими шпоночными накладками	218
Раскосы	221
Расчет подушек	223
§ 52. Расчет пролетных строений на ветровую нагрузку	224
Проверка устойчивости	225
Расчет продольных горизонтальных связей	225
§ 53. Пролетные строения системы Боровика	228
§ 54. Пролетные строения с дощатыми фермами системы Тауна	231
§ 55. Примеры конструкции пролетных строений с фермами системы Тауна	234
§ 56. Расчет ферм системы Тауна	236
Расчет нагельных соединений	238
§ 57. Пролетные строения с фермами системы Лембке	241
§ 58. Новые способы соединения деревянных элементов	242
Кольцевые соединения	242
Гвоздевые соединения	245
Нагельные соединения	247
Соединения на шпоночных накладках (гребенках)	248
Хомутные соединения	248
Соединения на когтевых шайбах	249
§ 59. Примеры конструкции пролетных строений с применением новых способов сопряжений элементов	250
Пролетные строения на кольцевых соединениях	250
Пролетные строения с гвоздевыми соединениями	254
Глава X. Пролетные строения с фермами комбинированных и висячих систем	261
§ 60. Пролетные строения системы Лангера	262
Общие сведения	262
Расчет ферм Лангера	270
§ 61. Висячие мосты	273
Общие сведения	273
Конструкция висячих мостов	274

Глава XI. Опоры деревянных мостов больших пролетов	281
§ 62. Свайные опоры	281
§ 63. Рамные опоры	288
Основные типы рам	288
Конструкция рамных опор	289
Многоярусные рамные опоры	291
§ 64. Ряжевые опоры	292
§ 65. Ледорезы	298
Простейшие ледорезы	300
Плоские ледорезы	302
Широкие ледорезы	304
Ряжевые ледорезы	312
Глава XII. Особенности устройства деревянных искусственных сооружений в условиях вечной мерзлоты	313
§ 66. Свойства грунтов в районах вечной мерзлоты	313
§ 67. Воздействие вечной мерзлоты и деятельного слоя на деревянные искусственные сооружения	314
§ 68. Меры, предохраняющие сооружения от деформации в условиях вечной мерзлоты	315
Глава XIII. Наплавные мосты и переправы	323
§ 69. Плотовые мосты	323
Общие сведения	323
Расчет плотовых мостов	328
§ 70. Понтонные мосты	329
§ 71. Плашкоутные мосты	330
Конструкция плашкоутных мостов	334
Расчет плашкоутных мостов	338
§ 72. Паромные переправы	344
§ 73. Ледяные переправы	347
Глава XIV. Постройка деревянных мостов	349
§ 74. Составление плана организации работ	349
§ 75. Подготовительные работы	350
§ 76. Лесной материал, его заготовка и хранение	350
§ 77. Разбивка моста	352
§ 78. Постройка деревянных мостов простейших систем	354
Обработка лесного материала	359
Сопряжение моста с берегами	361
Постройка рамных опор	362
Постройка ряжевых опор	362
§ 79. Особенности производства работ при постройке опор мостов и труб в условиях вечной мерзлоты	364
§ 80. Изготовление и сборка пролетных строений с решетчатыми фермами	365
§ 81. Изготовление и сборка дощатых ферм	369
§ 82. Оssidительствование и испытание деревянных мостов	370
§ 83. Защита деревянных мостов и труб от загнивания	371
Общие сведения	371
Физические меры борьбы с загниванием	372
Химические меры борьбы с загниванием	375
§ 84. Предохранение деревянных мостов от пожаров	382
Глава XV. Эксплуатация деревянных мостов	383
§ 85. Содержание искусственных сооружений и надзор за ними	383
Постоянный надзор	383
Текущий надзор	384
Периодический надзор	384
Специальные обследования	384
Технический учет искусственных сооружений	385
§ 86. Дефекты и повреждения мостов и их обнаружение	385
§ 87. Пропуск ледохода и высокой воды через искусственные сооружения	388
Подготовительные работы	388
Пропуск ледохода	391
Пропуск высокой воды	391
§ 88. Ремонт искусственных сооружений	392
Глава XVI. Реконструкция деревянных мостов на автомобильных дорогах	396
§ 89. Уширение мостов	396
§ 90. Усиление мостов	399

Цена 16 руб.

ОБЩЕСТ. ДУХ.